



TITLE:

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の
鉛直支持特性に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

玉井, 俊行

CITATION:

玉井, 俊行. ソイルセメント羽根付き鋼管杭の鉛直支持特性に関する研究. 京都大学, 2011, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2011-11-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16461>

RIGHT:

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の 鉛直支持特性に関する研究

2011年

玉 井 俊 行

要 旨

近年、建築構造物に対する杭基礎の施工では、土地利用上の制約から、地盤条件の悪い地域での建設工事が増加している。支持層が非常に深い場合、上部構造物に対する基礎工事費が高額となったり、建設残土の発生とその処分が問題となる。また、特に市街地の施工では、搬入路や施工スペースが狭く、大型な施工機械を用いた施工が困難なケースが多い。ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、このような問題を解決するため、いわゆる摩擦杭として開発された。ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、機械式深層混合処理工法により地盤中に築造されたソイルセメントと、軸部に断続的にらせん状羽根を有する羽根付き鋼管からなる複合基礎杭である。本研究では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の特に鉛直方向の支持特性を明らかにし、現状の設計手法の課題を解決し、新しい設計手法を提案することを目的とする。本研究で検証するソイルセメント羽根付き鋼管杭の設計手法の課題は大きく2つある。設計手法の課題および解決方法、設計提案の内容について下記に示す。

一つ目の課題は、鉛直支持力特性の評価である。現状は主として許容応力度設計法を用いて設計しているが、基礎構造においても限界状態設計法の導入が検討されており、支持力だけでなく変位量の検討が重要となっている。しかし、ソイルセメント羽根付き鋼管杭が荷重を受けた際の改良体や周辺地盤の応力状態については十分に検証されていない。そこで、本研究では、杭体のみを対象とした模型実験とその3次元弾性有限要素解析および杭体の解析モデルの周辺に地盤を設けた3次元弾塑性有限要素解析を実施し、羽根付き鋼管とソイルセメントの複合効果や羽根付き鋼管からソイルセメント、ソイルセメントから周辺地盤への荷重伝達機構を検証し、数値解析を用いた荷重と沈下量の関係の予測手法を提案した。また、羽根付き鋼管の鋼材の削減を目的とした杭体の仕様の提案を実施した。羽根付き鋼管の羽根間隔を標準仕様である2 mから3 mに広げ、羽根枚数を減らすことで、鋼材の削減を図る。より適した杭体の仕様の提案に関する検証は、まず原位置の実大載荷試験に対する3次元弾塑性有限要素法を実施し、解析手法の適用性を検証する。そして、適用性が確認できた解析モデルを用いて、羽根間隔を2 mから3 mに広げることが、支持力性能や周辺地盤への荷重伝達に与える影響を検証する。検証の結果、羽根間隔を広げることで、改良体内部の応力分布は異なるが、支持力性能や周辺地盤へ与える影響は小さいことが明らかとなった。以上の検討より、例えば標準的な杭長の6 mの場合、羽根間隔を2 mから3 mへ広げ、中間羽根を3枚から2枚に減らすことで、3%の鋼材の削減が図れる提案を実施した。

二つ目の課題は、圧密沈下量の評価である。ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、摩擦杭であり軟弱な沖積層で支持させることが多い。そのため、杭先端以深の圧密層の沈下量を適切に評価することが重要である。設計において、圧密沈下量の算出は、まず杭体から圧密層へ伝達される鉛直応力増分をBoussinesqの解を用いて算出し、沈下量は C_c 法を用いて求める。鉛直応力増分を算出する際の荷重作用点は、杭先端から杭長の3分の1上がった位置を基準とし、その作用点に載荷荷重が集中荷重として作用すると仮定して計算している。この様に、地中応力の算出はBoussinesqの解を用いているが、杭

体から圧密層へどのように応力が伝播するのかについては、十分に検証されていない。そこで、本研究では、土－水連成弾塑性有限要素解析を実施し、杭体から圧密層への荷重伝達機構について検証する。検証は、大きな沈下量が発生する可能性がある地盤として、杭先端の $3D_c$ (D_c : 改良体) 以深に圧密層があり、杭先端部の砂質土の層厚が異なる 3 ケースのモデル地盤を用いて行う。各ケースの比較から、杭体の先端支持力が圧密層へ及ぼす影響および解析値と設計値の比較による設計手法の妥当性を検証した。解析の結果、杭体の先端支持力が大きくなるほど、圧密層に伝達される応力も大きくなることが確認できた。また解析値と設計値の比較より、解析から得られた地中応力増分の最大値は設計値を下回る結果となった。この要因としては、①設計において、荷重作用点に作用する荷重は作用点までの摩擦を考慮せず載荷荷重が直接作用するとしていること、②形成される応力球根の大きさは設計値の方が解析値より大きいことが考えられる。以上の検証より、杭先端の $3D_c$ 以深に圧密層がある 2 層地盤において、より適した地中応力の算定手法の提案を実施した。荷重作用点に作用させる荷重は、作用点までの摩擦力を減じた荷重とする。また、解析値は、**Boussinesq** の解で求めた設計値より、杭体直下に応力が集中するという傾向に基づいて、**Boussinesq** の解に応力集中の概念を考慮した提案を実施する。応力集中係数は、改良体先端から圧密層の境界までの距離を考慮する係数とし、提案値の地中応力増分の最大値が解析値の最大値と同様になるように決定する。以上の提案手法で算定した沈下量と解析から得られた沈下量を比較した結果、提案値は解析値を上回り、提案手法で算出しても解析で得られた沈下量を安全側に評価する結果となった。

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	4
第 2 章 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の概要と鉛直方向の支持特性に関する既往の研究	7
2.1 概説	7
2.2 ソイルセメント羽根付き鋼管杭	7
2.2.1 概要	7
2.2.2 施工工程	8
2.2.3 発生残土	9
2.3 ソイルセメント合成鋼管杭	11
2.3.1 ソイルセメント合成鋼管杭とソイルセメント羽根付き鋼管杭の比較	11
2.3.2 鉛直支持力機構	12
2.3.3 鋼管とソイルセメントの一体性	13
2.4 鉛直支持力特性に関する既往の研究	15
2.4.1 らせん状羽根を有する杭の鉛直支持力特性	15
2.4.2 多翼鋼管杭の鉛直支持力特性	16
2.4.3 杭軸部の突起物の間隔が支持力性能に与える影響	17
2.5 長期的な沈下特性	19
2.5.1 圧密沈下量の評価	19
2.5.2 建築構造物の許容沈下量	22
2.5.3 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の沈下計算手法	23
第 3 章 原位置の実大単杭載荷試験	27
3.1 概説	27
3.2 鉛直載荷試験の概要	27
3.2.1 地盤の概要	27
3.2.2 試験体の概要	28
3.2.3 試験方法と計測項目	29
3.3 鉛直載荷試験の結果	30
3.3.1 改良体と羽根付き鋼管の複合効果による影響	30
3.3.2 改良径の違いによる影響	33
3.4 水平載荷試験の概要	34
3.4.1 地盤の概要	34

3.4.2	試験体の概要.....	37
3.4.3	試験方法と計測項目	38
3.5	水平載荷試験の結果.....	38
3.5.1	改良体と羽根付き鋼管の複合効果による影響	38
3.5.2	改良径の違いによる影響.....	41
3.5.3	考察.....	43
3.6	支持力評価のための検証	45
3.6.1	周面摩擦力および先端支持力の支持力評価	45
3.6.2	支持力評価の安全性の検証.....	47
3.6.3	支持力算定式の提案	49
3.7	まとめ	50
第 4 章	杭体の室内模型実験とその数値解析	51
4.1	概説	51
4.2	模型実験の概要	52
4.2.1	対象領域	52
4.2.2	実験条件	52
4.2.3	試験に用いた羽根付き鋼管とソイルセメント	54
4.2.4	模型実験の載荷荷重と鉛直支持力	57
4.3	模型実験の結果	60
4.3.1	鉛直支持力性能.....	60
4.3.2	羽根の有無が杭体の一体性に与える影響.....	62
4.3.3	羽根形状の違いが鉛直支持力性能に与える影響.....	63
4.3.4	ソイルセメントの一軸圧縮強さが鉛直支持力性能に与える影響	64
4.4	模型実験を対象とした数値解析.....	65
4.4.1	数値解析の概要.....	65
4.4.2	解析モデルの適用性の検証.....	68
4.4.3	鋼製モールド管の拘束圧.....	70
4.4.4	荷重伝達メカニズムの把握.....	70
4.4.5	羽根間隔が杭体の支持力性能に与える影響	73
4.5	まとめ	76
第 5 章	杭体と周辺地盤の相互作用の検証	77
5.1	概説	77
5.2	解析手法の適用性に関する検証.....	77
5.2.1	実大載荷試験の概要	77
5.2.2	数値解析の概要.....	78
5.2.3	モデル化及び材料定数の決定	80
5.2.4	実測値と解析値の比較	85
5.3	杭体から周辺地盤への荷重伝達機構	88

5.3.1	数値実験対象ケース	88
5.3.2	数値解析の概要	90
5.3.3	モデル化及び材料定数の決定	93
5.3.4	羽根間隔の違いが周辺地盤へ与える影響	94
5.4	杭体から圧密層への荷重伝達機構	101
5.4.1	数値実験対象ケース	101
5.4.2	数値解析の概要	102
5.4.3	モデル化及び材料定数の決定	104
5.4.4	杭体から周辺地盤への長期的な荷重伝達	105
5.4.5	解析値と設計値の比較	115
5.5	まとめ	123
第 6 章	設計手法の提案	125
6.1	概説	125
6.2	杭体の仕様の簡略化	125
6.3	地中応力の算定手法	127
6.3.1	Boussinesq の解とフレーリッヒの解	128
6.3.2	提案手法	131
6.4	まとめ	137
第 7 章	結論	139

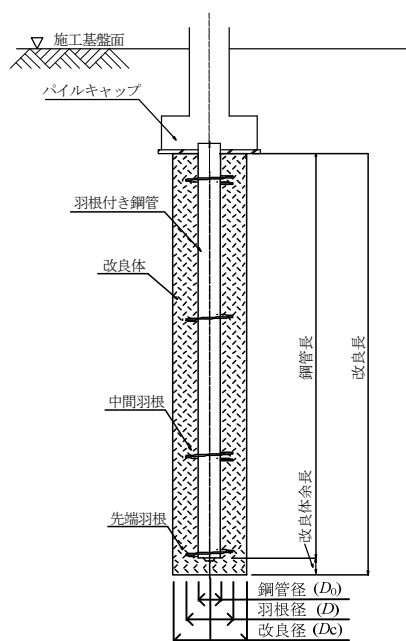
第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

近年、杭基礎の施工では、土地利用上の制約から、地盤条件の悪い地域での建設工事が増加しており、下記に示すような課題がある。

- ・ 支持層が非常に深い場合、上部構造物に対する基礎工事費が高額となったり、建設残土の発生とその処分が問題となる。
- ・ 特に市街地の施工では、搬入路や施工スペースが狭く、大型な施工機械を用いた施工が困難なケースが多い。

ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、上記の様な問題を解決するため、いわゆる摩擦杭として開発された¹⁾。ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、図 1-1に示すように機械式深層混合処理工法により地盤中に築造されたソイルセメントと、軸部に断続的にらせん状羽根を有する羽根付き鋼管からなる複合基礎杭である。ソイルセメントと羽根付き鋼管を一体化することで、大きな支持力性能が発揮すると考えられる。小型な施工機械を使用し、80 m²程度の敷地面積から施工可能であり、また地盤改良を用いたことにより、排土が非常に少なく環境負荷が小さい。ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、共同住宅や工場建屋、戸建てなどの中低層階の建築系構造物にて実用化されている²⁾。一方、土木分野での実績は少ないため、現在、プラント施設や歩道橋など、比較的軽量の土木系構造物への適用を目指し、研究開発を進めている。



ソイルセメント羽根付き鋼管杭の開発経緯を示す。ソイルセメント羽根付き鋼管杭が実用化に至る以前に、軸部に断続的にらせん状羽根を有する羽根付き鋼管単体が摩擦杭として開発され、平成 11 年から主に小規模な建築系構造物で実用化された。その後、中規模な構造物でも適用が可能な摩擦杭の開発として、羽根付き鋼管単体よりも、より周面摩擦力が発揮できる杭として、羽根付き鋼管とソイルセメントを複合させたソイルセメント羽根付き鋼管杭の開発が実施された。

ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、平成 13 年に、建築系構造物での実用化に際し、国土交通大臣から指定を受けた性能評価機関である財団法人日本建築センターにて、基礎杭の許容支持力に関わる地盤の性能評価を受けた。建築分野で地盤・基礎に関わる主な技術認証としては、①建築基準法に係る性能評価、②評定、③建設技術審査証明の 3 つがあげられる。ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、①の建築基準法に係る性能評価を受けた。以下に、建築基準法に係る性能評価の概要³⁾を記す。

杭の許容鉛直支持力は通常、平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 で規定されるが、新たな杭工法を開発した場合は、「建築基準法施工規則第 1 条の 3 第 1 項の認定に係る性能評価業務方法書」（以下、業務方法書）に記述されている評価基準に則り、杭の載荷試験結果に基づいて、独自に支持力を設定できる。この方法に基づいて性能評価を受けた後、国土交通大臣より認定を受けると、国交省告示 1113 号第 6 第 1 号を適用して、建築物の確認を受けるときに必要な杭の支持力式の係数を定める計算書を省略（いわゆる図書省略）出来ることにより、新たな新工法の採用が可能となる。

杭先端地盤種別は、砂質地盤、礫質地盤、粘土質地盤、腐植土地盤の 4 つに区分される。この杭先端地盤種別は、支持杭や摩擦杭といった支持形式に関わらず適用される。表 1-1 に先端地盤種別ごとに実施する載荷試験数を示す。杭先端支持力に関して、先端地盤種別ごとに適切な件数の載荷試験を行う必要がある。また、申請が新規であるか変更であるかに加えて、条件 A および B の二つの条件を新たに設定している。条件 A は工法ごとに必要な数であり、条件 B は申請者ごとに必要な数である。

表 1-1 先端地盤種別ごとに実施する載荷試験数

申請の区分 条件の区分	新規申請	変更申請	
		最大施工深さの変更	径の追加
条件 A：工法ごとに必要なデータ数	4 以上	1 以上	1 以上
条件 B：申請者ごとに必要なデータ数	2 以上	1 以上	1 以上

表 1-2 に実施された載荷試験から得られるデータ数に応じた低減係数を示す。載荷試験の数が多くなる程統計データによる推定の信頼性が高くなるが、少ない数の載荷試験からその平均値や変動係数を推定する場合、必要な信頼度を確保するにはサンプルから求められれた特性値を低減する必要がある⁴⁾。このような考えから、鉛直載荷試験の数による支持力係数に対する低減係数が設定されている。

表 1-2 実施された載荷試験から得られるデータ数に応じた低減係数⁴⁾

データ数	4～5	6～8	9～11	12～15	16 以上
低減係数 r_d	0.75	0.85	0.9	0.95	1.0

表 1-3 にソイルセメント羽根付き鋼管杭の各杭先端地盤種別の載荷試験数と低減係数を示す。ソイルセメント羽根付き鋼管杭の鉛直載荷試験は、上記に示した必要な載荷試験の数の確保と低減係数の設定を考慮して、先端地盤種別が砂質地盤または礫質地盤の場合には 10 例、粘性土の場合には 8 例実施されている。したがって、低減係数 r_d は、砂質地盤または礫質地盤の場合には $r_d=0.90$ 、粘性土の場合には $r_d=0.85$ となる。

表 1-3 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の載荷試験データの数と低減係数

	載荷試験から得られた データの数	低減係数 r_d
砂質土・礫質土	10	0.90
粘性土	8	0.85

ソイルセメントと鋼管との複合基礎工法としては、ソイルセメントと外面突起（リブ）付き鋼管を組み合わせたソイルセメント合成鋼管杭が実用化されている⁵⁾。この杭は、原地盤を有効に活用することで残土発生を抑え環境への負荷を低減すること^{6), 7)}、セメントミルクの吐出量をコントロールして掘削孔内に負圧を発生させないようにすることで地盤を緩めず安定した支持力を得ること⁸⁾、および鋼管の靱性により高耐震性を得ること⁷⁾をコンセプトとして開発された。外面突起の形状とソイルセメントの強度は、鋼管とソイルセメントの一体的な挙動を図るために、両者の付着力がソイルセメントと地盤との摩擦力よりも大きくなるように決定されている^{9), 10)}。ソイルセメント合成鋼管杭は、1985 年（昭和 60 年）頃より研究・開発が進められ、HYSC 工法が 1991 年（平成 3 年）、ガンテツパイル工法が 1995 年（平成 7 年）に技術審査証明を取得し実績を積み重ね、2002 年（平成 14 年）の「道路橋示方書下部構造編¹¹⁾」にソイルセメント合成鋼管杭として記載された。

一方、ソイルセメント羽根付き鋼管杭に関する研究は、ソイルセメント合成鋼管杭に比べて少なく、ソイルセメントと羽根との複合効果や荷重伝達メカニズムについては、未解明な点もある。また、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は杭先端が良質な支持層に貫入している支持杭に比べ、鉛直支持力特性や圧密沈下量を評価する設計手法について、より深く検証する必要がある。そこで、本研究では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の特に鉛直方向の支持特性を明らかにし、現状の設計手法の課題を解決し、新しい設計手法を提案することを目的とする。

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の設計手法の現状と課題を下記に示す。

(1) 鉛直支持力特性の評価

現状は主として許容応力度設計法を用いて設計しているが、基礎構造においても限界状態設計法の導入が検討されており、支持力だけでなく変位量の検討が重要となっている。しかし、ソイルセメント羽根付き鋼管杭が荷重を受けた際の改良体や周辺地盤の応力状態については十分に検証されておらず、下記に示すような鉛直支持力特性については、十分に解明されていない。

- a) 羽根付き鋼管の羽根が杭体の複合効果に与える影響
- b) ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体内部の荷重伝達メカニズム
- c) ソイルセメント羽根付き鋼管杭から周辺地盤への荷重伝達メカニズム

したがって、これらの鉛直支持力特性を明らかにし、荷重を受けたときの変位量の予測手法やより最適な杭体の仕様の提案が必要である。

(2) より適した圧密沈下量の評価

ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、杭から伝わる荷重の大部分を周面摩擦力で支持させ、軟弱な沖積層で支持させることが多い。そのため、杭先端下部に存在する軟弱粘土層の圧密による基礎の沈下量を適切に評価することが重要である。

現状、圧密沈下量の算出方法としては、杭体から圧密層へ伝達される鉛直応力増分は Boussinesq の解を用いて算出し、 C_c 法により圧密沈下量を求めている。鉛直応力増分を算出する際の荷重作用点は、杭先端から杭長の3分の1上がった位置を基準とし、その作用点に載荷荷重が集中荷重として作用すると仮定している。この様に、地中応力増分の算出は Boussinesq の解を用いているが、杭体から圧密層へ応力がどのように伝播するのかについては、十分に検証されていない。

そこで、杭体から圧密層への荷重伝達機構を明らかにし、より適した地中応力増分の算出方法を用いて、圧密沈下量を評価することが必要である。

1.2 本論文の構成

前節に示したソイルセメント羽根付き鋼管杭の設計上の課題を解決するため、本研究では下記に示す検討を実施する。鉛直支持力特性の評価に関する課題を解決するため、羽根とソイルセメントの複合効果および荷重伝達機構の把握を目的として、①杭体の室内模型実験とその3次元弾性有限要素解析、および②杭体の周辺に地盤を設けた3次元弾塑性有限要素解析を実施する。圧密沈下量の評価に関する課題を解決するため、杭体から軟弱地盤への長期的な地中応力の伝達状況を把握するため、土一水連成を用いた数値解析を実施する。最後に、これらの結果を元に、ソイルセメント羽根付き鋼管杭に関する設計手法について議論する。

図 1-2 に本論文の構成を示す。本論文は序論を含めて7章となる。

第2章では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の概要を述べた後、ソイルセメント合成鋼管杭に関する既往の研究について整理する。つぎに、鉛直支持力特性について、らせん状羽根を有する杭の鉛直支持力特性や杭軸部の突起物の間隔が支持力性能に与える影響に関する既往の研究について整理する。また、長期的な沈下特性については、設計で用いられている圧密沈下量および地中応力の計算方法などについて説明し、さらに沈下量の計算値と実測値との比較を実施した既往の研究を整理する。

第3章では、ソイルセメント羽根付き鋼管の単杭を対象とした実物大の原位置載荷試験結果について、特に改良体と羽根付き鋼管の複合効果および改良径が支持力性能に与える影響について検討する。さらに、20例の原位置における鉛直載荷試験結果をもとに、支持力評価および安全性の検証を行い、支持力算定式を提案する。

第4章では、杭体のみを対象とした室内模型実験を実施し、羽根付き鋼管の羽根の有無が杭体の複合効果に与える影響について検証する。また、模型実験に対する3次元弾性有限要素解析を実施し、

杭体のモデル化を実施し、その解析モデルを用いて、羽根付き鋼管からソイルセメントへの荷重伝達機構を検証する。さらに、羽根の取り付け間隔の違いが杭体の支持力性能に与える影響を調べる。

第5章では、第4章で構築した杭体の数値解析モデルを用い、杭周辺に地盤を設けた場合における3次元弾塑性有限要素解析および土-水連成弾塑性有限要素解析を実施し、杭体から周辺地盤および圧密層への荷重伝達機構について検証する。まず、数値解析手法の適用性を検証するため、原位置の実物大鉛直載荷試験結果に対する数値解析を実施する。杭体から周辺地盤への荷重伝達機構の検証では、特に羽根間隔の違いが支持力性能や杭体から周辺地盤への荷重伝達機構に及ぼす影響について検証する。また、杭体から圧密層への荷重伝達機構については、砂質土と粘性土の2層地盤の構成の違いが圧密沈下層へ及ぼす影響を検証する。また、圧密層に発生する地中応力や沈下量について設計値と解析値を比較し、現状の設計手法を評価する。

第6章では、第4章および第5章で得られた知見をもとに、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体の仕様および圧密沈下量の算定手法について、提案を行う。杭体の仕様については、鋼材の削減を目的に、より適した羽根の設置間隔について提案する。また、圧密沈下量の算定手法については、より適した地中応力の算定手法を用いた圧密沈下量の評価法を提案する。

第7章では、本論文を統括するとともに、本論文で得られた知見をまとめ、今後の課題を示す。

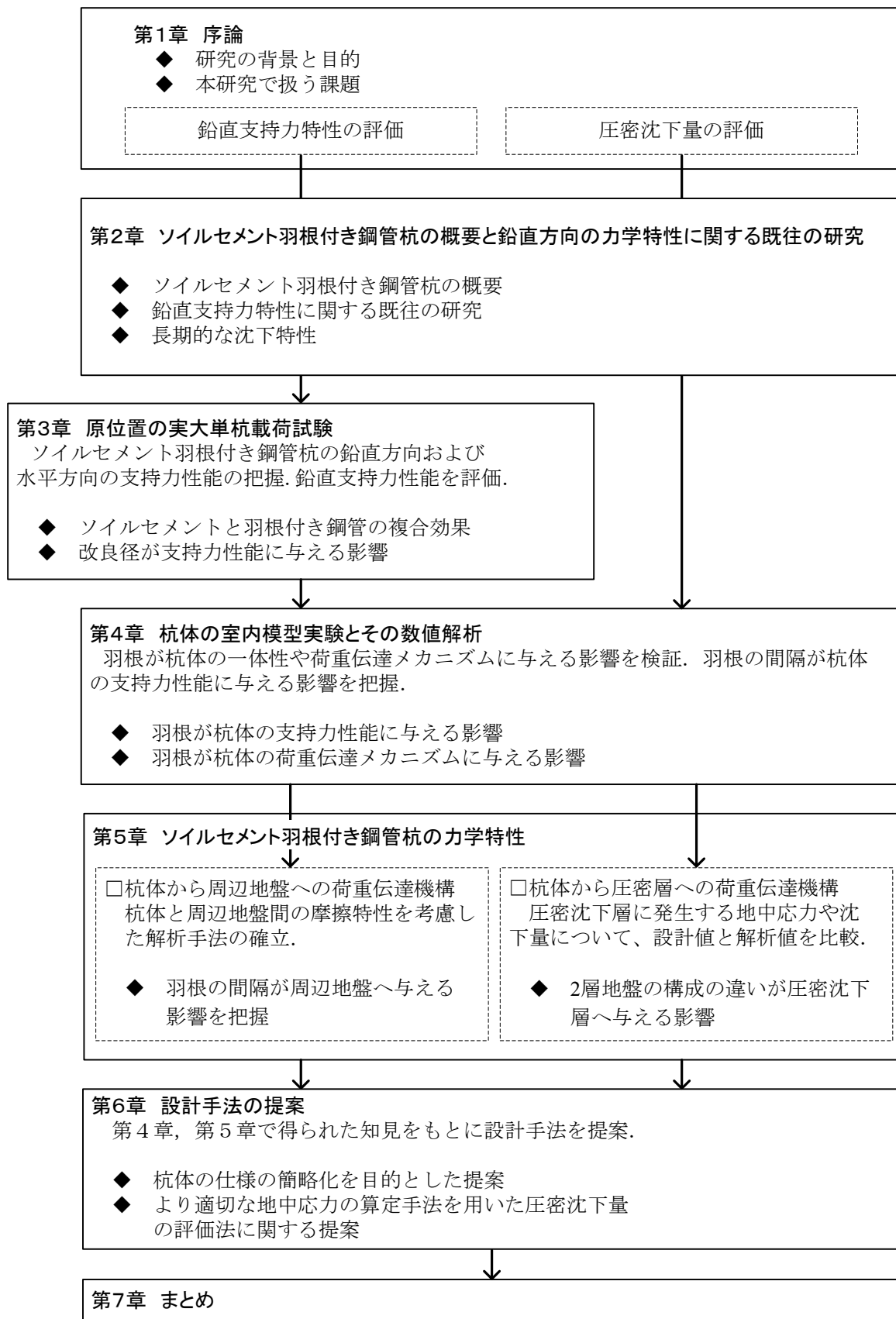


図 1-2 本論文の構成

第2章 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の概要と鉛直方向の支持特性に関する既往の研究

2.1 概説

本章では、2.2 節においてソイルセメント羽根付き鋼管杭の適用範囲や施工方法、発生残土などについて説明する。2.3 節では、ソイルセメント合成鋼管杭について、ソイルセメント羽根付き鋼管杭との比較や鉛直支持力機構の説明、鋼管とソイルセメントの一体性を把握するために実施された模型実験の内容について整理する。つぎに、2.4 節では、鉛直支持力特性について、らせん状羽根を有する杭や多翼鋼管杭の支持力特性、及び杭軸部の突起物の間隔が支持力性能に与える影響に関する既往の研究を整理する。さらに、2.5 節では、圧密沈下量の評価について、圧密沈下量の計算手法および地中応力の計算方法、ソイルセメント羽根付き鋼管杭で用いている設計手法について説明する。さらに、上記で示した算定方法により求めた沈下量と実測値との比較を実施した既往の研究を整理する。

2.2 ソイルセメント羽根付き鋼管杭

2.2.1 概要

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の鋼管の軸部には、図 1-1 に示すように、断続的にらせん状羽根が設置されている。羽根形状がらせん状である理由は、羽根付き鋼管を回転貫入により埋設させるためである。回転埋設により、羽根とソイルセメントの間に間隙が生じにくい施工が可能となる。羽根がフラット形状であれば、このような施工は困難となる。らせん状羽根は、回転・貫入を促進するのに有効である^{13),14),15)}。

図 2-1 に羽根付き鋼管の先端形状を示す。羽根付き鋼管の先端は、鋼板により閉塞されており、先端の鋼板には掘削刃が設置されている。また、杭頭も同様に閉塞されており、鋼管内部は空洞となっている。表 2-1 に羽根付き鋼管と改良径の標準仕様を示す¹⁾。各鋼管径毎に 2～4 種類の羽根径と改良径が選択できる。

本杭が適用できる杭先端地盤は、砂質地盤、粘土質地盤、礫質地盤の 3 種類である。本杭の周面摩擦力を計算する際の地盤定数の上限は、砂質土の場合、平均 N 値 $\overline{N_s}$ が 22.5、粘土質地盤の場合、一軸圧縮強さ q_u の平均値が 200 kN/m² である。また、(支持力計算に用いることができる) 杭先端平均 N 値の上限は、砂質および粘土質地盤が 22.0、礫質地盤が 50.0 である。本杭の最小杭実長は 2 m で、最大施工深さは杭先端地盤によって異なり、砂質地盤では 27 m、粘土質地盤では 25 m、礫質地盤では 30 m である。

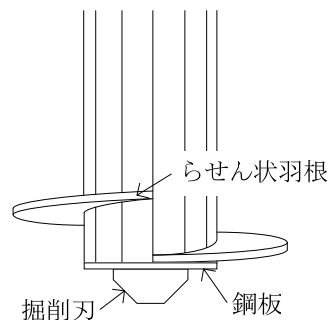


図 2-1 羽根付き鋼管の先端形状

表 2-1 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の標準仕様¹⁾

羽根径 $D(\text{mm})$	改良径 $D_c(\text{mm})$	鋼管径 $D_0(\text{mm})$							
		114.3	139.8	165.2	190.7	216.3	267.4	318.5	355.6
250	500	○	○						
300	500	○	○	○					
350	600	○	○	○	○				
400	600		○	○	○	○			
450	700			○	○	○	○		
500	700				○	○	○	○	
600	900					○	○	○	○
700	1000						○	○	○

2.2.2 施工工程

図 2-2 に本杭の標準的な施工工程を示す。工程は、改良体築造工程と羽根付き鋼管埋設工程に分かれ、この両工程を 1 台の施工機械で行う方法を標準としている。標準的な施工工程は、まず、1) 攪拌混合装置の中心を杭芯に位置合わせする。2) 攪拌混合装置先端の吐出孔からセメントミルクを吐出しながら、地盤を掘削し攪拌混合する。所定深度に達したら、セメントミルクによる攪拌混合を完了し、杭先端部（改良体先端から改良径程度上方）の練り返しを行う。練り返し後、攪拌混合装置を逆回転しながら引き上げ、攪拌混合する。3) 改良体の築造後、攪拌混合装置を回転軸から取り外し、回転キャップを回転軸に取付け、羽根付き鋼管を建て込む。4) 羽根付き鋼管の先端中心部を杭芯に位置合わせし、鉛直性を確認した後、回転させながら改良体中に埋設する。5) 所定の深度まで埋設した後、杭頭天端をレベル管理して、羽根付き鋼管の埋設を終了する。

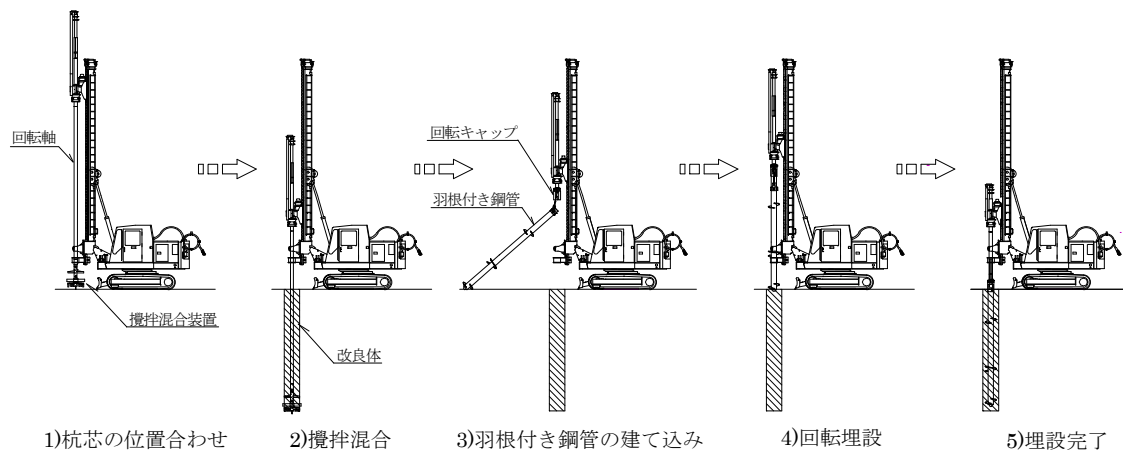


図 2-2 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の標準的な施工工程

2.2.3 発生残土

プレボーリング工法では、杭の埋設に先立ち地盤を所定の深さまで掘削するため、最低限その体積分の残土が発生する。本工法では原地盤を材料として改良体を築造するため、発生残土がきわめて少ないという特徴をもっている。全国の9現場において施工された38本のソイルセメント羽根付き鋼管杭（掘削深さ4.1 m～25.4 m）について、発生残土量を調査した¹⁶⁾。発生土量計測結果一覧を表2-2に示す。改良体の実体積に対する発生土量の割合を発生土率と定義すると、その各現場の平均値は4.3～18.6%となり、平均で11.1%，分散は40.8となった。写真2-1に残土の発生状況を示す。

図2-3に掘削長と発生土率の関係を示す。従来の場所打ち工法や中掘り杭工法においては、杭体体積とほとんど等しい残土が発生する¹⁷⁾ことと比較すると、この工法はきわめて少ないといえる。発生土率は、砂質土主体の地盤では1.2～15.7%，粘性土主体の地盤では10.1～26.2%，粘性土と砂質土の互層地盤では2.1～21.9%であり、砂質土主体の地盤では小さく、粘性土主体の地盤では大きい傾向である。



写真 2-1 残土の発生状況

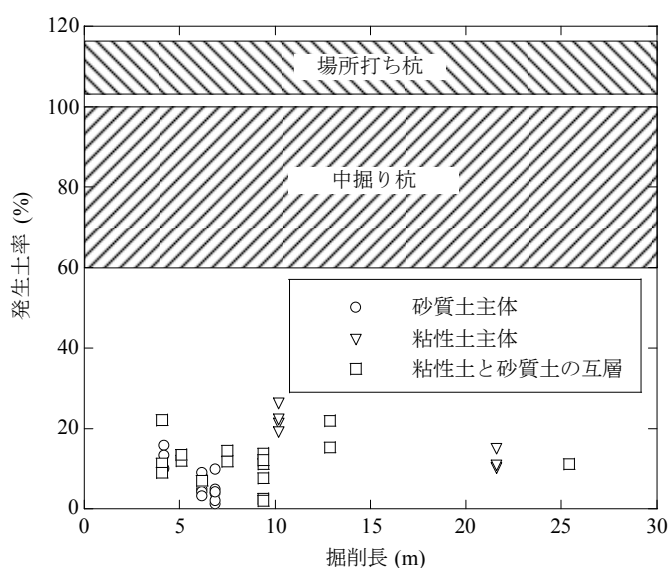


図 2-3 掘削長と発生土率の関係¹⁶⁾

表 2-2 発生土量の計測結果一覧¹⁶⁾

No.	地区	地層	改良径 (mm)	掘削長 (m)	添加量 (kg/m ³)	W/C (%)	発生土量 (m ³ /本)	平均値 (m ³ /本)	発生土率 (%)	平均値 (%)
1	A 地区	互層	600	12.9	200	100	0.80	0.89	21.9	18.6
2			800	12.9	200	100	0.90		15.2	
3	B 地区	粘性土	600	10.2	300	80	0.61	0.64	21.3	17.1
4			600	10.2	300	80	0.64		22.3	
5			600	10.2	300	80	0.55		19.0	
6			600	10.2	300	80	0.76		26.2	
7	C 地区	互層	700	25.4	250	100	1.09	0.61	11.1	9.1
8			600	6.2	250	100	0.12		7.0	
9	D 地区	互層	650	7.5	250	80	0.36	0.24	14.5	13.4
10			650	7.5	250	80	0.29		11.7	
11			650	5.1	250	80	0.23		13.4	
12			650	5.1	250	80	0.20		12.0	
13			650	5.1	250	80	0.23		13.4	
14			650	4.1	250	80	0.15		11.3	
15			650	4.1	250	80	0.12		9.0	
16			650	4.1	250	80	0.30		22.0	
17	E 地区	砂質土	600	6.9	250	80	0.19	0.08	9.8	4.3
18			600	6.9	250	80	0.09		4.8	
19			600	6.9	250	80	0.08		3.9	
20			600	6.9	250	80	0.02		1.2	
21			600	6.9	250	80	0.04		2.1	
22			600	6.9	250	80	0.08		4.2	
23	F 地区	粘性土	650	21.6	250	80	1.07	0.86	14.9	11.9
24			650	21.6	250	80	0.72		10.1	
25			650	21.6	250	80	0.78		10.8	
26	G 地区	砂質土	450	4.2	250	80	0.11	0.09	15.7	13.0
27			450	4.2	250	80	0.09		13.3	
28			450	4.2	250	80	0.07		10.0	
29	H 地区	互層	600	9.4	250	80	0.29	0.22	11.1	8.2
30			600	9.4	250	80	0.07		2.5	
31			600	9.4	250	80	0.06		2.1	
32			600	9.4	250	80	0.20		7.7	
33			600	9.4	250	80	0.37		13.8	
34			600	9.4	250	80	0.32		12.2	
35	I 地区	砂質土	700	6.2	250	80	0.12	0.13	4.9	5.3
36			700	6.2	250	80	0.10		4.1	
37			700	6.2	250	80	0.21		9.0	
38			700	6.2	250	80	0.07		3.1	

1 本あたりの平均発生土量 V=0.33 m³

1 本あたりの平均発生土率 V'=11.1 %

2.3 ソイルセメント合成鋼管杭

2.3.1 ソイルセメント合成鋼管杭とソイルセメント羽根付き鋼管杭の比較

ソイルセメントと鋼管との複合基礎工法としては、ソイルセメント合成鋼管杭が実用化されている。この杭は、地盤にセメントミルクを注入し混合攪拌して築造するソイルセメント柱と、同時または後から沈設される外面突起（リブ）付き鋼管を組み合わせることで造成する。

表 2-3 にソイルセメント合成鋼管杭とソイルセメント羽根付き鋼管杭の比較表を示す。ソイルセメント合成鋼管杭の用途は主に土木構造物⁵⁾であるのに対し、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、中小規模の建築構造物²⁾で使用されることが多い。よって、ソイルセメント合成鋼管杭が支持する上載荷重に比べると、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の上載荷重は小さい。適用される構造物の規模が異なるため、直接的な比較は困難であるが、本節では同じ複合基礎工法の比較例として、以下に説明する。ソイルセメント合成鋼管杭の基礎構造形式は主に支持杭として使用されることが多いのに対し、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は摩擦杭として使用されることが多い。また、鋼管の先端の仕様として、ソイルセメント合成鋼管杭は先端開放であり、埋設過程で鋼管内部にソイルセメントが充填される仕様¹⁸⁾であるのに対し、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は先端部が閉塞されるため、鋼管内部は空洞となる。よって、本研究では鋼管内部を空洞とした条件のもと、模型実験や数値解析を実施している。鋼管径に対する外面突起径および羽根径の比は、ソイルセメント合成鋼管杭が 1.004～1.010 に対し、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は 1.570～3.062 であり、本杭は鋼管径に対する張出し長さが大きいのが特徴である。また、鋼管径に対する改良径の比としては、ソイルセメント合成鋼管杭が 1.2～1.4

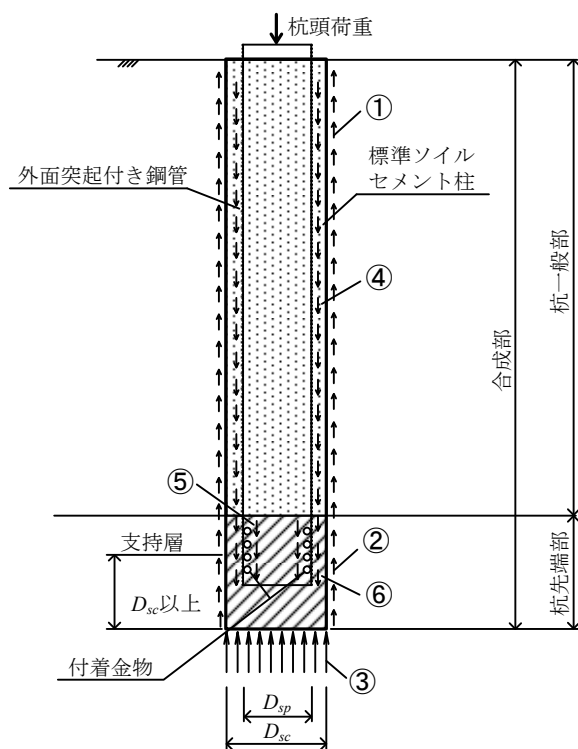
表 2-3 ソイルセメント合成鋼管杭とソイルセメント羽根付き鋼管杭の比較^{2), 5), 16), 18), 19)}

	ソイルセメント合成鋼管杭	ソイルセメント羽根付き鋼管杭
分野 (用途)	主に土木構造物 (道路、鉄道、橋、など)	主に建築構造物 (共同住宅、工場、学校、など)
基礎構造形式	主に支持杭として使用	主に摩擦杭として使用
鋼管 (先端仕様)	外面突起（リブ）付き鋼管 (先端開放)	らせん状羽根付き鋼管 (先端閉塞)
鋼管径－外面突起径 および羽根径 (比)	鋼管径-外面突起径 φ 500-505～φ 1300-1305 (外面突起径/鋼管径：1.004～1.010)	鋼管径-羽根径 φ 114.3-250-φ 355.6-700 (羽根径/鋼管径：1.570～3.062)
鋼管径－改良径 (比)	鋼管径-改良径 φ 500-700～1300-1500 (改良径/鋼管径：1.154～1.400)	鋼管径-改良径 φ 114.3-500～φ 355.6-1000 (改良径/鋼管径：2.531～5.250)
標準的な仕様	鋼管径-改良径 φ 800～1200-1000～1400	鋼管径-改良径 φ 267.4-700～1000
発生残土	50 %以下	30 %以下
杭打設施工機械	大型施工機 (3 点式杭打ち機)	小型施工機
必要施工面積	400 m ² 以上	80 m ² 以上

倍¹⁸⁾に対し、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は2.6～4.4倍であり、本杭は改良径に対して鋼管径が小さいことが特徴的である。標準的に使用される仕様は、ソイルセメント合成鋼管杭が鋼管径 $\phi 800 \sim 1200 \text{ mm}$ 、改良径 $\phi 1000 \sim 1400 \text{ mm}$ に対し、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は鋼管径 $\phi 267.4 \text{ mm}$ 、改良径 $\phi 700 \sim 1000 \text{ mm}$ である。また、ソイルセメント合成鋼管杭の施工における発生土量は、ソイルセメント柱体積の50%以下¹⁹⁾に対して、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は30%以下¹⁶⁾である。ソイルセメント合成鋼管杭を打設する施工機は、3点式の大型な施工機を使用するのに対して、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、12 tクラスの小型施工機を用いた施工を標準としている。ソイルセメント合成鋼管杭が施工に必要な敷地面積は、 400 m^2 以上に対し、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、 80 m^2 以上から施工が可能であり、超狭隘地で施工が可能であることが特徴である。

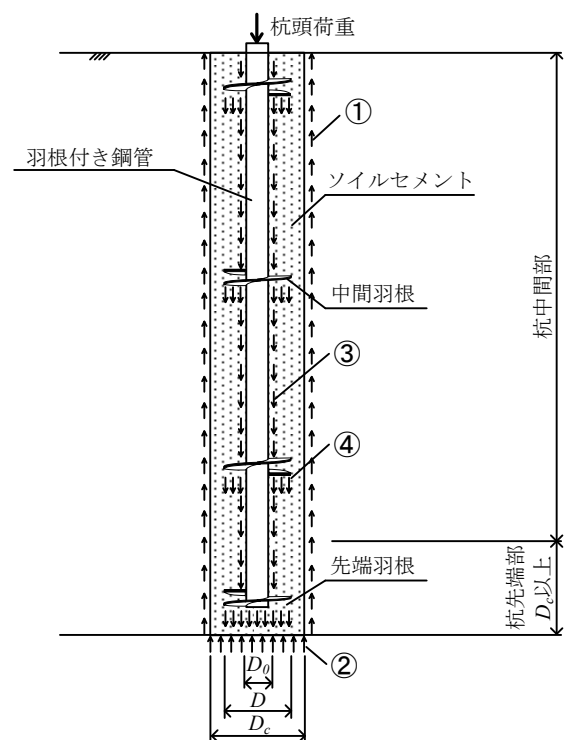
2.3.2 鉛直支持力機構

ソイルセメント合成鋼管杭の鉛直支持力機構²⁰⁾を図2-4の(a)に示す。杭一般部では、鋼管外面のリップを介して鋼管とソイルセメントの付着力により荷重をソイルセメント柱に伝達し、ついでソイルセメント柱外周と地盤との摩擦力により周辺地盤へ伝達する。この機構を成立させるため、鋼管外面



- ① 固体系表面での周面摩擦力（杭一般部）
- ② 固体系表面での周面摩擦力（杭先端部）
- ③ 地盤の鉛直方向抵抗
- ④ リップ付き鋼管と固体系との付着力（杭一般部）
- ⑤ 内面リング筋と固体系との付着力（杭先端部）
- ⑥ リップ付き鋼管と固体系との付着力（杭先端部）

(a) ソイルセメント合成鋼管杭
(外面突起径/鋼管径:1.004～1.010)



- ① 固体系表面での周面摩擦力
- ② 地盤の鉛直方向抵抗
- ③ 鋼管と固体系との付着力
- ④ 羽根による支圧力

(b) ソイルセメント羽根付き鋼管杭
(羽根径/鋼管径:1.570～3.062)

図 2-4 ソイルセメント合成鋼管杭とソイルセメント羽根付き鋼管杭の鉛直支持力機構^{20), 21)}

と杭先端部との付着力と、鋼管内面の付着金物と杭先端部との付着力の合力により荷重が伝達されるように、杭先端部への鋼管の必要根入れ長、付着金物の付着長（リング筋や平鋼の段数）、及び杭先端部の一軸圧縮強さが設定されている。

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の想定される鉛直支持力機構を図 2-4 (b)に示す²¹⁾。ソイルセメント合成鋼管杭が大きい径の鋼管を用いて、ソイルセメントとのかぶりが小さいのに対して、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は小さい径の鋼管を用いるため、かぶりは大きい。改良径に対して小さい径の鋼管を用いるソイルセメント羽根付き鋼管杭は、ソイルセメントと一体化させるために、径の大きな羽根を断続的に設置している。つまり、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、羽根を用いることで、まるで大きい径の鋼管を模擬しているようにも考えられる。荷重の伝達機構としては、羽根付き鋼管杭の頭部に受けた荷重は、杭軸部を介して下方に伝達されるほか、鋼管軸部とソイルセメントの付着力及び羽根底面の支圧抵抗によりソイルセメントに伝達され、続いて周辺地盤へ伝達されると想定されるが、その細部にわたる伝達機構は十分に解明されていない。そのため、羽根の形状や枚数、ソイルセメントの一軸圧縮強さの違いが杭体の支持力性能に与える影響や各羽根が負担する荷重の割合などについては、十分に把握されていない。

2.3.3 鋼管とソイルセメントの一体性

杭一般部における外面突起付き鋼管とその外側に被覆されたソイルセメントとの間の付着強度を求めることを目的とし、ソイルセメント被覆鋼管押し抜き試験が実施された²²⁾。図 2-5 に試験方法の概要を示す。試験は、外面突起付き鋼管（外径 562 mm）を被り厚さ 150 mm のソイルセメントで被覆した試験体を用い、そのソイルセメント外面から側圧荷重装置により側圧を与えながら、外面突起付き鋼管頂部に荷重を載荷して押し抜くことにより行った。側圧荷重装置は、試験体のソイルセメントの外周を上下の外フランジが付いた鋼管で覆い、鋼管内部に設置したゴム筒の上下をこのフランジとリング板の間にボルト締めすることにより、鋼管内側に密閉された空隙を作り、そこへ半分程度注水した後、エアーにより試験体外面を加圧するものである。表 2-4 に試験体条件を示し、図 2-6 に外面突起付き鋼管とソイルセメントとの付着強度 τ_{sp} とソイルセメントの一軸圧縮強さ q_{ul} との比 τ_{sp}/q_{ul} と拘束側圧の関係を示す。 τ_{sp}/q_{ul} はほとんど拘束側圧の影響を受けず 0.40~0.59（平均値=0.50）の値を示し、ソイルセメントと外面突起付き鋼管の間では、外面突起の効果により優れた付着力が発揮されることを明らかにしている。

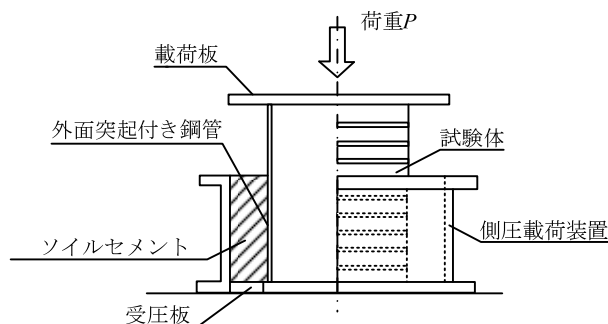


図 2-5 試験概要²²⁾

表 2-4 試験体の条件²²⁾

試験体 番号	外面突起付き 鋼管サイズ(mm)	ソイルセメントの拘束条件			ソイルセメント の拘束条件
		被覆厚さ	被覆長さ	一軸圧縮強さ	
No.1	$\phi 562 \times t9 \times L750$	150 mm	450 mm	3.57 N/mm ²	拘束圧
No.2				3.34 N/mm ²	側圧 0.05 N/mm ²
No.3				2.99 N/mm ²	側圧 0.20 N/mm ²
No.4				2.66 N/mm ²	側圧 0.40 N/mm ²
No.5				2.92 N/mm ²	砂（100 mm 厚）充填拘束

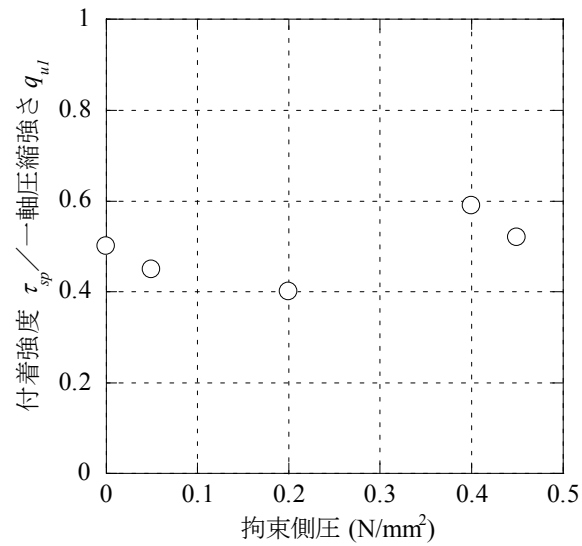


図 2-6 試験結果²²⁾

2.4 鉛直支持力特性に関する既往の研究

2.4.1 らせん状羽根を有する杭の鉛直支持力特性

ソイルセメント羽根付き鋼管の羽根付き鋼管が有する羽根の形状は、らせん状である。以下に、らせん状羽根を先端に1枚有する回転貫入杭の鉛直支持力特性に関する既往の研究を整理する。

妹尾ら¹⁵⁾は、鋼管に取り付けたらせん状羽根の径が施工能率および摩擦抵抗に及ぼす影響を把握することを目的として、軟弱な粘性土地盤で、羽根径を変化させて施工した鋼管の原位置鉛直載荷試験を実施した。表 2-5 に試験杭の種類を示す。図 2-7 に羽根のない No.1 試験杭に対する No.2～No.4 試験杭の極限支持力および総貫入エネルギー抵抗（杭貫入に要した単位深さあたりの貫入エネルギーを地表面から杭設置深度まで合計した値）の比と羽根径／鋼管径比の関係を示す。結果、羽根径と鋼管径の比が 1.05 程度であれば、羽根を付けない場合と比較して施工能率が向上し、極限支持力の低下も認められないことを示している。また、羽根径と鋼管径の比が大きくなると、施工能率はさらに上がるが極限支持力は約 75%まで低下することを明らかにしている。

田府田ら¹⁶⁾は、回転貫入杭が持つ特有の貫入メカニズムや支持力発現のメカニズムの解明と貫入および支持力の各力学モデルの構築に向けて、杭体各部位の荷重～沈下関係などの基礎的性状とその原理の把握を目的とした模型実験を実施している。表 2-6 に試験の緒元を示す。模型実験に使用される試験杭の種類は、羽根ピッチをパラメータとした回転貫入杭と、その比較として、回転貫入杭と軸径を同じくするストレート杭の2種類である。図 2-8 に杭頭荷重 P_0 ～沈下曲線および軸部先端荷重 R_p ～沈下曲線における 0.05D 時の割線係数、沈下 0.1D および沈下 1D 時の杭頭荷重 $P_{0(回)}$ および先端荷重 $R_{0(回)}$ とストレート杭の杭頭荷重 $P_{0(直)}$ および先端荷重 $R_{0(直)}$ との比を示した。結果、載荷初期の杭頭荷重は、回転貫入によって杭先端地盤が緩められており、圧入ストレート杭よりも低く現れ、この傾向は、羽根ピッチが大きいものほど強く現れることを示している。一方、極限時(1D)の軸部先端荷重は、羽根の押さえ効果によって増大し、圧入ストレート杭よりも大きくなることを明らかにしている。

表 2-5 試験杭の種類¹⁵⁾

鋼管径 (mm)	No.	B	H	B/鋼管径
114.3	1	羽根無し		1.00
	2	120	40	1.05
	3	210	70	1.84
	4	300	100	2.62

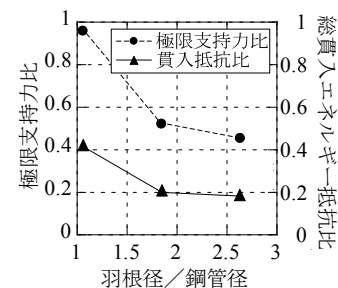


図 2-7 支持力比および総貫入抵抗比¹⁵⁾

表 2-6 試験杭の緒元¹⁶⁾

試験 番号	杭種	軸径 D (mm)	羽径 D_w (mm)	羽厚 t_w (mm)	羽ピッチ h_w (mm)	埋設 方法
1(P8)	回転 貫入杭	48	86	4	8	回転 貫入
2(P12)					12	
3(P16)					16	
4(P24)					24	
5(P36)					36	
6	ストレ ート杭		-	-	-	無回転 圧入

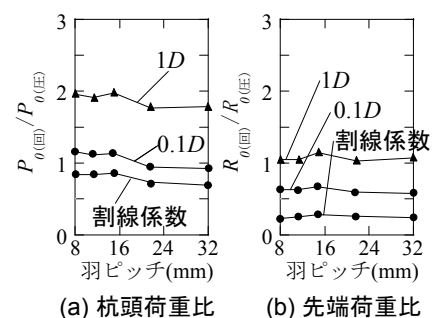


図 2-8 圧入ストレート杭との比較¹⁶⁾

2.4.2 多翼鋼管杭の鉛直支持力特性

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の羽根付き鋼管は，軸部に断続的にらせん状羽根を有する多翼鋼管杭である．以下に，この多翼鋼管杭に関する既往の研究を整理する．

板谷ら²³⁾は多翼鋼管杭摩擦杭の支持力性能を確認するため，埼玉県幸手市の沖積地盤で鉛直載荷試験を実施した．表 2-7 に試験杭の緒元を示す．杭形状の種類は，外径 165.2 mm，肉厚 5.0 mm の先端部に外径 350 mm のらせん状羽根を一枚のみ取り付けけたものと，同一のらせん状羽根を軸部に 2 m ピッチで多数取り付けけたものの 2 種類である．先端翼のみの杭と中間翼を有する杭，根入れ長さが 10.5 m，15.5 m の各々 4 種類の杭について，反力杭方式急速多サイクル方法で試験が行われた．図 2-9 に荷重と沈下量の関係を示す．試験の結果，中間翼のある杭は，無い杭に対して 2 倍以上の支持力を得ており，中間翼の効果が実証されたことを示している．

土屋ら²⁴⁾は，多翼鋼管杭の載荷試験において，深度方向の杭体軸力分布をできるだけ正確に測定する必要性から，翼部で支持した荷重が軸部へ伝達される際に，鋼管薄肉部に曲げモーメントを発生させるという問題点について，検討を行った．図 2-10 に翼付け根に作用する断面力の説明図を示す．翼部の支持力測定するには，曲げ応力の及ぼさない範囲で極力翼付け根部に近い位置にひずみゲージを貼付することが要求される．ひずみゲージの貼付位置を検討した結果，軸部径と肉厚寸法に応じた式 2-1 で計算される距離だけ翼付け根から離れた位置で測定するべきであることを示した．

$$z \approx 3.65\sqrt{r \cdot t} \quad 2-1$$

ここに，
 z : 翼付け根からの距離(mm)
 r : 軸部半径(mm)
 t : 軸部肉厚(mm)

表 2-7 試験杭の緒元²³⁾

No.	鋼管径 (mm)	翼 径 (mm)	中間翼	根入れ長さ (m)
1	165.2	350	無	10.5
2			無	15.5
3			2 m ピッチ (5 枚)	10.5
4			2 m ピッチ (7 枚)	15.5

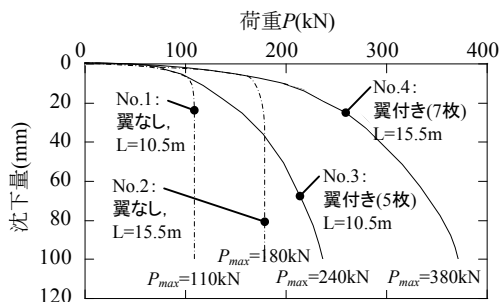


図 2-9 荷重と沈下量の関係²³⁾

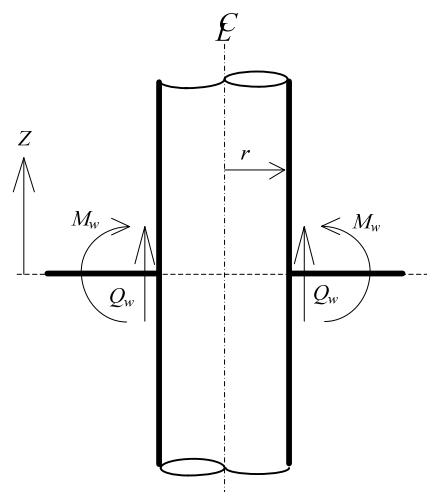


図 2-10 翼付け根に作用する断面力²⁴⁾

2.4.3 杭軸部の突起物の間隔が支持力性能に与える影響

ト部²⁵⁾らは、乾燥砂地盤で一連の模型節杭の鉛直載荷実験を行い、節部間隔の違いが節杭の鉛直支持力特性に及ぼす影響について検討している。図 2-11 に実験装置の概要を、図 2-12 に模型杭の概要図を示す。節付き杭（試験体名では、Nodular pile を略して ND と称する）の軸部径は 60.5 mm、節部径は 75.0 mm としている。図 2-13 に第 1・2 限界荷重時における単位長さ当たりの周面抵抗と軸部径比との関係を示す。節部間隔をパラメータとした実験の結果、①節部間隔が軸部径の 1.5 倍以下では、周面抵抗は節部径と同じ直杭の値に近づく。一方、②節部間隔が軸部径の 6 倍以上になると、周面抵抗は軸部径と同じ直径と同じ直杭とほぼ同じになることを示した。そして、③節部間隔が軸部径の 3 倍の時に周面抵抗が最大値になることから、最適な節部間隔は軸部径の 3 倍であることを明らかにした。

伊藤ら²⁶⁾は、ゆるい湿潤砂地盤中で一連の模型実験を行い、節部の数（節部間隔）および節部の形状の違いが節付き場所打ちコンクリート杭の周面支持力機構に及ぼす影響について検討している。図 2-14 に節部の詳細図を示す。節付き杭は、軸部が外径 40 mm、肉厚 3 mm、長さ 800 mm のアルミニウム製のパイプで外径 60 mm のアルミニウム製節リングを図 2-14 のように取り付けてある。図 2-16 に周面抵抗 R_f と h/a の関係を示す。図中には図 2-15 に示す 2 種類の節部の抵抗機構²⁷⁾を考慮した計算を行い、実験との比較を行っている。図 2-16 の x 軸は節の突出幅 a に対する節の内法間隔 h の比 h/a である。ストレート杭を含む 14 通りの試験杭を用いた実験の結果、つぎの結論を導いている。節部底面のテーパ角度の違いによる支持力の差は、節数が同じ場合は比較的小さく、顕著な差が認められなかったことを示している。また、節数が周面支持力機構に及ぼす影響は、①節数 3 個の節間隔がある程度大きい場合は、節部底面の支圧抵抗が十分に発揮され、一方、②節数 5 個や 9 個の節間隔が小さい場合は、節の外側に沿う円筒状に地盤がせん断されることを示している。そして、③節数 4 個は両者の中間になるとし、④最適な節間隔は、①と②の 2 種類の支持力機構を想定した周面抵抗を算定し、それらの小さいほうの値が最大となる節間隔を設定すればよいことを明らかにした。

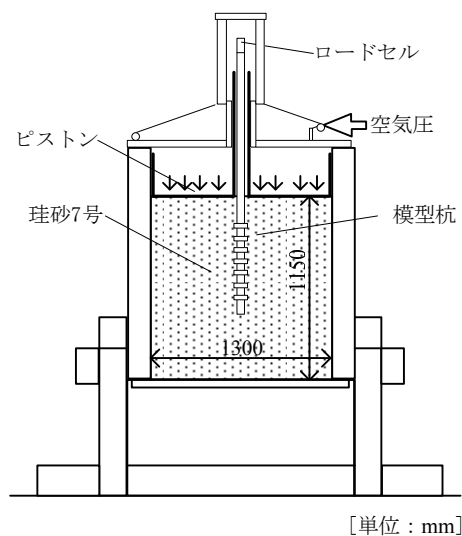


図 2-11 実験装置の概要²⁵⁾

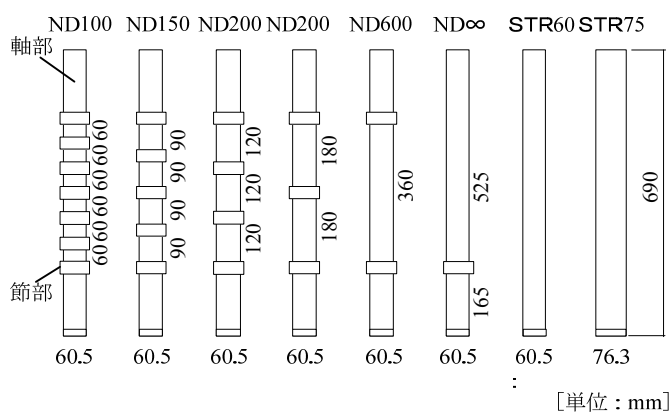


図 2-12 模型杭²⁵⁾

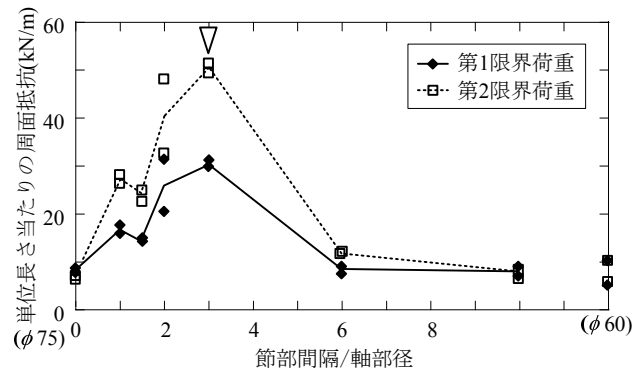


図 2-13 単位長さ当たりの周面抵抗と軸部径比の関係²⁵⁾

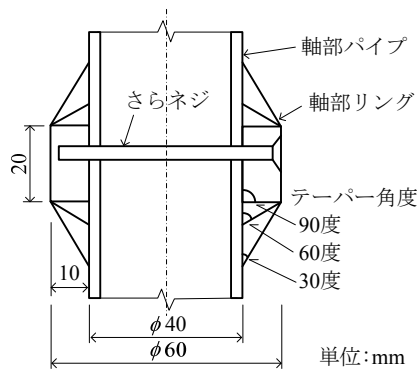


図 2-14 試験杭の節部詳細図²⁶⁾

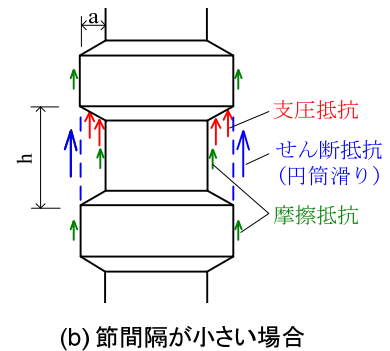
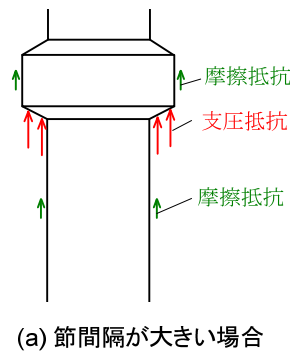


図 2-15 支持力機構概念図²⁷⁾

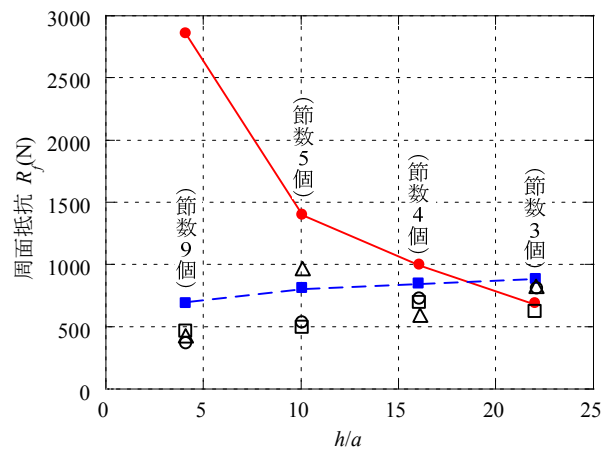
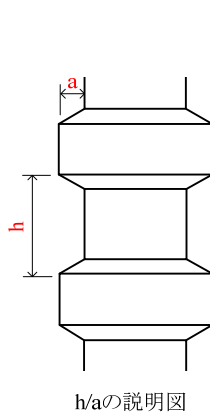


図 2-16 周面抵抗 R_f と h/a の関係²⁶⁾

これらの節部の間隔の影響に関する研究は、杭周が地盤の場合の研究が多く、杭周が固結体の場合の研究は少ない。これは、杭周にセメントミルクなどを充填すると、非直杭（節杭など杭体に突起などを付けた非ストレート杭）の周囲はストレート形状の固結体ができ、直杭と同様と考えられることが要因のひとつとして挙げられる。しかし、ソイルセメント羽根付き鋼管杭においては、羽根が杭軸部から大きく張出しており、大きな支圧抵抗を発揮する。したがって、羽根がソイルセメント柱と一体挙動する場合でも、羽根が周辺地盤に影響を及ぼし、直杭と同様とできない可能性が考えられる。しかし、これまでソイルセメント羽根付き鋼管杭の羽根間隔の違いなどが周辺地盤に与える影響については検証されていない。

2.5 長期的な沈下特性

2.5.1 圧密沈下量の評価

摩擦杭において、支持層まで到達させない設計を行う場合、杭先端以深の地盤の圧密特性を適切に評価することが重要である。建築構造物に使用される摩擦杭の沈下量の検討には、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」²⁸⁾（以下、指針と呼ぶ）の計算手法を用いることが多い。

圧密沈下量の算出方法としては、圧密対象層での鉛直応力を算出し、Cc法により圧密沈下量を求める方法が一般的である。圧密沈下量の算出方法の例として、現状で正規圧密または圧密未了の状態にある場合の計算式²⁸⁾を式 2-2、式 2-3 に示す。

$$S = \sum \left\{ \frac{C_c \cdot \Delta H_i}{1 + e_{0i}} \log_{10} \frac{\sigma'_{2zi}}{P_c} \right\} \quad 2-2$$

$$\sigma'_{2zi} = \sigma'_{1zi} + \Delta \sigma_z \quad 2-3$$

ここに、

C_c : 圧縮指数

ΔH_i : 分割した地層*i*層の層厚(m)

e_{0i} : *i*層の初期間隙比

P_c : 圧密降伏応力(kN/m²)

σ'_{1zi} : 建物建設前の地中応力(kN/m²)

σ'_{2zi} : 建物建設後の地中応力(kN/m²)

$\Delta \sigma_z$: 地中の任意点における鉛直応力増分(kN/m²)

式 2-2 に示したとおり、圧密沈下量の算定には、鉛直方向の地中応力増分 $\Delta \sigma_z$ を算出する必要がある。地中応力増分 $\Delta \sigma_z$ の算出には地中応力の算定方法および仮想作用面位置をどのように考えるかが重要である。地中応力増分 $\Delta \sigma_z$ を算出する際の仮想作用面位置は、杭先端から上方に $1/3L$ (L : 杭長) 上がった位置で簡易的に評価することが多い²⁹⁾。また、地中応力の算定方法に関しては、主に「集中荷重」²⁸⁾、「等分布荷重」²⁸⁾および等価荷重面法³⁰⁾を適用した「30 度分散」による 3 つの方法が挙げられる。図 2-17 に各算定手法の概要説明図を示す。

- a) 集中荷重：各杭に働く荷重が仮想作用面の深さで集中荷重として作用するものと仮定し、Boussinesq の解である式 2-4 により地盤の鉛直応力増分 $\Delta \sigma_z$ を算出する。

$$\Delta \sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad 2-4$$

ここに、

P : 地表面に作用する鉛直集中荷重(kN)

z : 地表面より任意点までの深さ(m)

R : 荷重の作用面より任意点までの距離(m)

- b) 等分布荷重：群杭が働く荷重が仮想作用面の深さで杭包絡面に等分布荷重として作用するものと仮定し，Boussinesq の解を積分した式 2-5 を用いる．この式は，幅 $B(m)$ ，長さ $L(m)$ である地表面上の長方形面に荷重 $q(kN/m^2)$ が作用したとき，この長方形の隅角下で深さ $z(m)$ の位置における地盤の鉛直応力増分 $\Delta\sigma_z$ を算出する式である．

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2+n^2+1}} \frac{m^2+n^2+2}{(m^2+1)(n^2+1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2+1)(n^2+1)}} \right\} \quad 2-5$$

- c) 30 度分散：群杭に働く荷重が，仮想作用面の深さの杭包絡面から鉛直面に対して 30 度の角度で広がる面に，等分布荷重として作用するものと仮定し，鉛直応力増分 $\Delta\sigma_z$ を算出する．

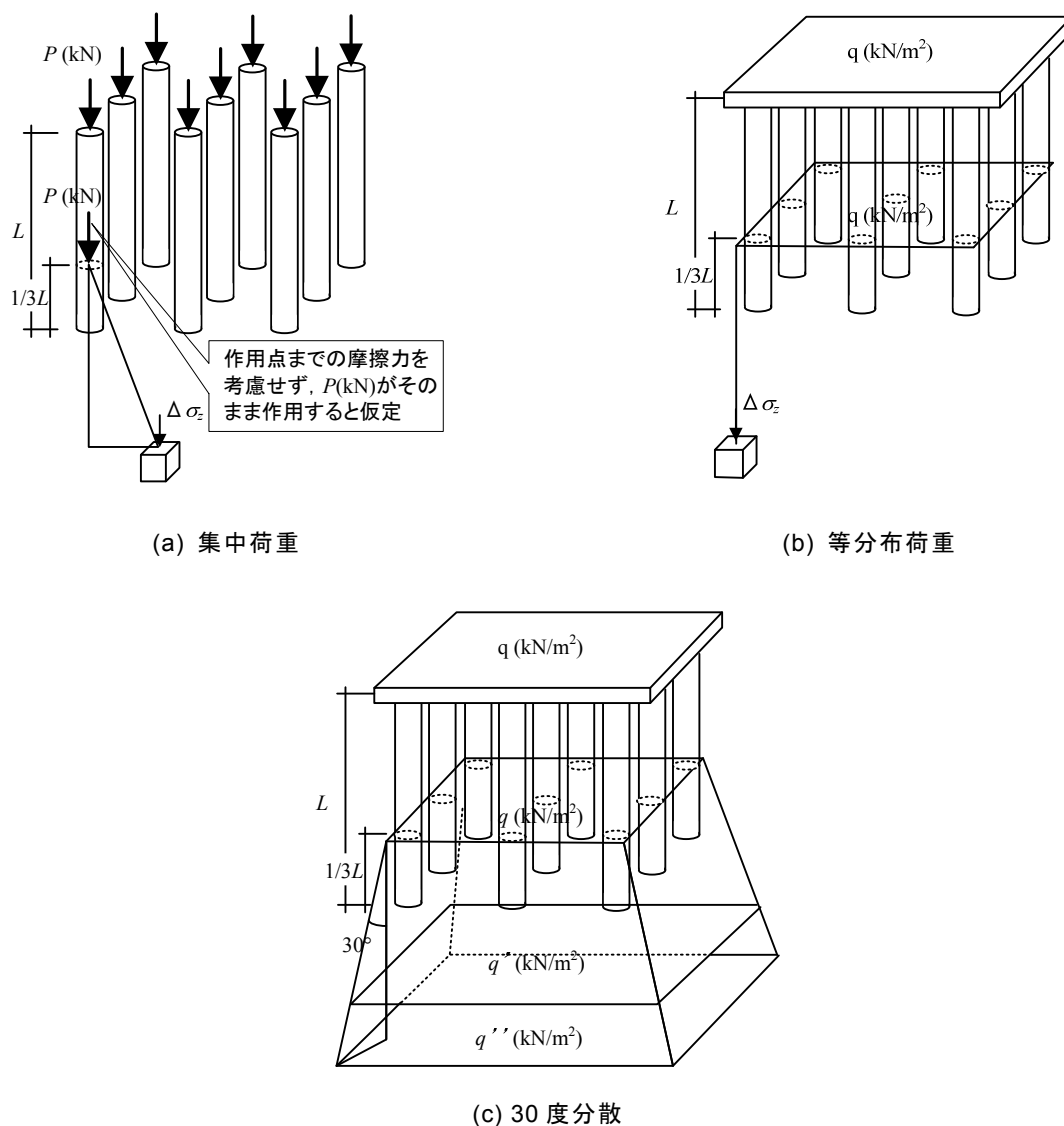


図 2-17 地中応力の算定方法 ^{28) ~ 30)}

ここで、前述した仮想作用面位置を杭先端から上方に $1/3L$ (L :杭長) 上がった位置としている設定根拠について、過去の文献を示す。Tomlinson (トムリンソン)³¹⁾は等価荷重面の深さを、主に周面摩擦力で支持する杭では図 2-18 のように主たる支持層への根入れ長さ L' の 3 分の 2 の深さに等価荷重面を設定することを提案している。

坂東・小椋³²⁾は、この 3 つの算定方法によって得られる沈下量の違いを検討している。検討は、鉄骨造 1 階建の倉庫に使用された摩擦杭基礎の沈下量の計算値と実測値との比較によって行われた。図 2-19 に倉庫の東面の建物外観と沈下量分布図を示す。計算値どうしの比較により、「集中荷重」と「等分布荷重」の値は総沈下量、相対沈下量ともにほぼ同じ値となり、「30 度分散」の総沈下量は両者より大きな値となっていることを示している。また、「30 度分散」は杭配置が「独立」以外では建物全体を 1 つの基礎と考えるため、同じ深さでの地中応力が同じとなり、圧密沈下による相対沈下量が得られないという問題点を指摘している。実測値と計算値との比較より、実測値は総沈下量、相対沈下量とも計算値よりかなり小さくなっている。沈下量が測定された 5 件の建物の測定点から定量的に検討した結果、実測値は計算値の $1/2 \sim 1/10$ 、平均ではほぼ $1/3$ となっていることを明らかにした。

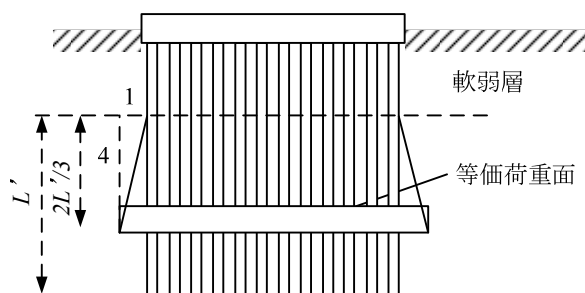


図 2-18 等価荷重面法³¹⁾

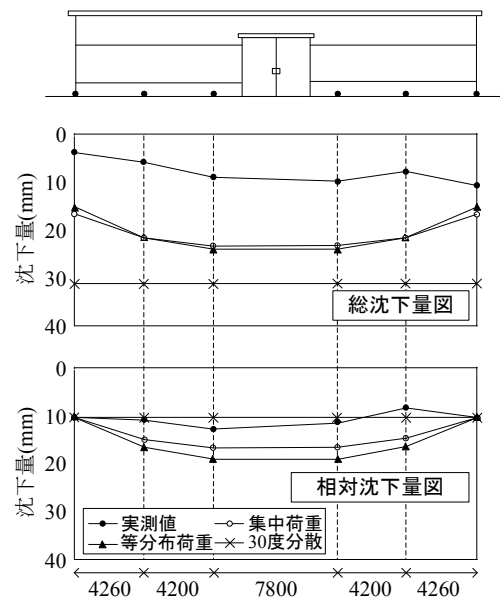


図 2-19 沈下量分布図（東面）³²⁾

2.5.2 建築構造物の許容沈下量

(1) 許容沈下量

建築構造物の沈下に対する検討は、最終的に、各杭仕様において求めた沈下量が建築構造設計指針に例として示される限界値以下に収まっていることを確認できれば、杭の設計段階が完了する³³⁾。基礎構造設計指針に示されている限界値³³⁾は、芳賀³⁴⁾が1956年頃から中国地方を中心に多数の中低層階建物について、不同沈下と障害の実測を行った結果をもとに示されている。表 2-8 に構造別の総沈下量の限界値の例を示す。ここで、標準値とは、不同沈下による亀裂がほとんど発生しない限度値、最大値とは幾分かの不同沈下亀裂が発生するが、障害には至らない限度値としている。また、地盤条件によって限界値が異なるのは、沈下の進行の速さなどの条件が異なることによると考えられる³³⁾。

表 2-8 構造別の総沈下量の限界値の例³⁴⁾

(単位：cm)					
支持地盤	構造種別	コンクリート ブロック造	鉄筋コンクリート造・壁式鉄筋コンクリート造		
圧密層	基礎形式	布	独立	布	べた
	標準値 最大値	2 4	5 10	10 20	10～(15) 20～(30)
風化花崗岩 (まさ土)	標準値 最大値	—	1.5 2.5	2.5 4.0	—
砂層	標準値 最大値	1.0 2.0	2.0 3.5	—	—
洪積粘性土	標準値 最大値	—	1.5～2.5 2.0～4.0	—	—
圧密層	構造種別	基礎形式		標準値	最大値
	<i>W</i>	布 べた		2.5 2.5～(5.0)	5.0 5.0～(10.0)
即時沈下	<i>W</i>	布		1.5	2.5

(2) 許容沈下量と実測値との比較

小椋・坂東³⁵⁾は、9件の建物に設置された全ての計測点(196点)を対象として、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」による沈下量の設計値と実測値とを比較した。その結果、総沈下量では、計算値は実測値の5～7倍の値になるとしている。指針による計算方法が、実際よりも非常に大きな総沈下量を与えてしまう要因として、①粘性土にも即時沈下を考慮していること、②建物重量の設計値は実際より大きめの値が用いられていること、③実測値には計測開始までの初期沈下量が入っていないこと、④N値から求める地盤の*E*は、実際より小さい値を与える、ことが示されている。そして、N値から求めた弾性係数*E*を、砂質土では3倍、粘性土では10倍するとほぼ妥当な沈下量が得られることも示している。

2.5.3 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の沈下計算手法

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の圧密沈下に関する検討の際、鉛直応力増分 $\Delta\sigma_z$ は図 2-20 に示す位置を荷重作用点として設定し、「集中荷重」の算出方法により算出している。つまり、作用点の位置は杭先端位置から $1/3L$ (L : 杭長) 上がった位置を基準として、先端支持力と載荷荷重の割合による比例配分を考慮して決定している²⁾。

式 2-6 に杭先端位置から荷重作用点までの距離 L_p の計算式を示す。

$$L_p = \frac{1}{3}L - \frac{1}{3}L \times \frac{P_p}{P} \quad 2-6$$

ここに、

L_p : 杭先端位置から荷重作用点までの距離(m)

L : 杭長(m)

P_p : 先端支持力(kN)

P : 載荷荷重

荷重作用点の位置の決定方法について、実施例²⁾をもとに説明する。図 2-21 に実施された現場の土質柱状図を示す。上部構造は RC 構造 3 階建ての集合住宅である。ソイルセメント羽根付き鋼管杭の仕様は、杭本体径 $D_0=190.7$ mm, 羽根径 $D=500$ mm, 改良径 $D_c=700$ mm, 杭長 8 m である。

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の長期許容鉛直支持力 R_a は式 2-7 で与えられる²⁾。式 2-7 より得られた長期許容鉛直支持力 R_a は 370 kN である。この鉛直支持力のうち、周面摩擦力が 338.2 kN, 先端支持力 P_p が 32.7 kN である。

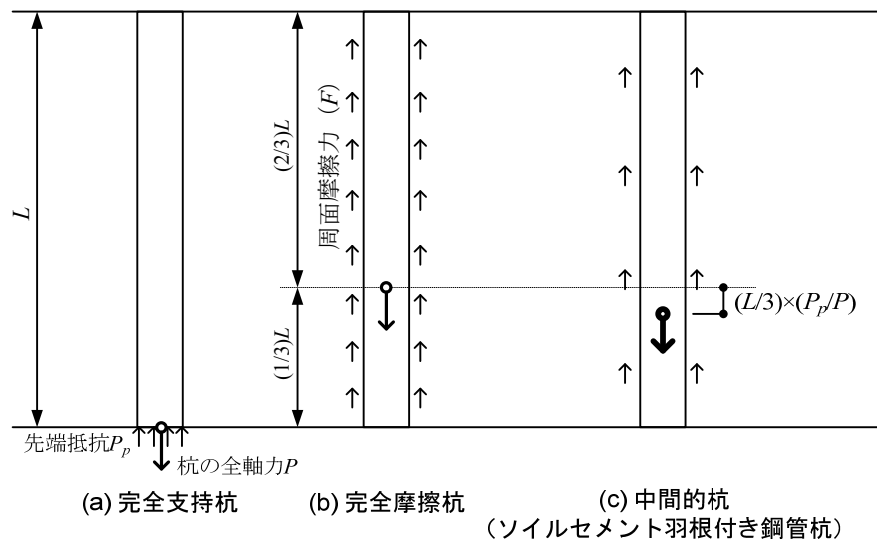


図 2-20 ソイルセメント羽根付き鋼管杭の荷重作用点²⁾


G.L-0.0 m			
G.L-1.5 m	埋 土		N=3
	砂質シルト		N=2
G.L-4.6 m			
G.L-5.7 m	シルト混り細砂		N=8
	シルト質細砂		N=6
G.L-8.6 m			
	シルト		N=3
G.L-17.0 m			
G.L-18.1 m	砂質シルト		
G.L-19.3 m	シルト混り細砂		
	細砂		

図 2-21 土質柱状図とソイルセメント羽根付き鋼管杭の姿図²⁾

$$R_a = \frac{1}{3} \{ \alpha \bar{N} A_p + (\beta \bar{N}_s L_s + \gamma \bar{q}_u L_c) \phi \} \quad 2-7$$

ここに,

R_a : 長期許容鉛直支持力

α : 杭先端支持力係数 ($\alpha = 250$)

β : 砂質地盤における杭周面摩擦力係数
($\beta \bar{N}_s = 10 \bar{N}_s + 50$ を満たす β)

γ : 粘土質地盤における杭周面摩擦力係数
($\gamma \bar{q}_u = 0.8 \bar{q}_u + 10$ を満たす γ)

\bar{N} : 基礎杭の先端より下方に $1D$ (D :羽根径), 上方に $1D$ 間の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値ただし, 杭先端地盤が砂質地盤の場合: $\bar{N} \leq 22$, 粘土質地盤の場合: $\bar{N} \leq 22$, 礫質地盤の場合: $\bar{N} \leq 50$

A_p : 杭先端の有効断面積 (m^2) $A_p = \pi \cdot D^2 / 4$

\bar{N}_s : 基礎杭の周囲の地盤のうち, 砂質土地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値 (回)
ただし, $\bar{N}_s \leq 22.5$

\bar{q}_u : 基礎杭の周囲の地盤のうち, 粘土質地盤の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m^2)
ただし, $\bar{q}_u \leq 200$

L_s, L_c : それぞれの基礎杭の周囲の地盤のうち, 砂質土地盤, 粘土質地盤に接する有効長さの合計 (m)
ただし, 改良体の先端から上方に改良径の範囲は, L_s, L_c に算入しない.

ϕ : 基礎杭の周囲の有効長さ (m) $\phi = \pi \cdot D$

D : 羽根径

表 2-9 に載荷荷重 P を長期許容鉛直支持力である $R_d=370$ kN と仮定した際の杭先端位置から荷重作用点までの距離 L_p を示す。杭の先端荷重 P_p と載荷荷重 P との割合 P_p/P は 0.09 となり、杭先端位置から荷重作用点までの距離 L_p は、式 2-6 より $L_p=2.43$ m となる。

表 2-9 荷重作用点の位置

杭長 L (m)	載荷荷重 P (kN)	先端荷重 P_p (kN)	P_p/P	杭先端から荷重作用点 までの距離 L_p (m)
8	370	33	0.09	2.43

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体から圧密層への荷重伝達機構についてはこれまで十分に検証されていない。したがって、現行の鉛直応力増分の算出方法は、前節で述べた一般的な摩擦杭の考え方を参考にしたものである。そこで、本研究では、杭体から圧密層への荷重伝達機構を把握し、地中応力増分や沈下量の解析値と設計値の比較を実施することで、現行の設計手法の妥当性を明らかにする必要がある。

以上、本研究に関連する一連の研究の概要についてまとめた。これらの研究を踏まえて、本研究で検討すべき課題は以下のようなものとする。

- (1) 支持力性能の明確化および設計法の確立を目指した支持力評価。
- (2) 羽根付き鋼管が有する羽根が杭体の複合効果に与える影響の検証。
- (3) 杭体内部および杭体から周辺地盤への荷重伝達機構の検証。
- (4) 杭体から圧密沈下層への長期的な地中応力の伝達機構の検証。
- (5) 杭体の仕様の最適化および地中応力の算出方法に関する設計手法の提案。

本研究では、以上の課題を検証するため、第 3 章にて原位置の実大単杭載荷試験結果に対する評価、第 4 章にて杭体の室内模型実験とその数値解析による検証、第 5 章にて杭体と周辺地盤の相互作用に関する検証、第 6 章にて設計手法の提案を実施する。

第3章 原位置の実大単杭載荷試験

3.1 概説

本章では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の単杭を対象とした原位置載荷試験を数例実施し、鉛直方向および水平方向の支持力性能の明確化および設計法の確立を目指した支持力評価に関する検討を行う。以下、3.2 節、3.3 節では鉛直載荷試験の概要と結果について述べる。さらに 3.4 節、3.5 節では水平載荷試験の概要と結果について述べる。鉛直および水平載荷試験の結果では、特に改良体と羽根付き鋼管の複合効果による影響、および改良径の違いによる影響に着目して検証する。つぎに 3.6 節では 13 現場 20 例の鉛直載荷試験をもとに、支持力評価のための検証を行い、支持力算定式を提案する。

3.2 鉛直載荷試験の概要

3.2.1 地盤の概要

図 3-1 に土質柱状図と試験体の深度の関係を示す。試験場所は茨城県猿島郡で、地盤は上方から関東ローム、粘土、砂質粘土、粘土質細砂、粘土と細砂の互層から構成されている。試験位置は、GL-5 m 以浅の N 値が 1~4 の軟弱な洪積層とした。表 3-1 に土質試験結果を示す。GL-1.2~3.85 m までの地層毎の平均一軸圧縮強さは 45.8~107.8 kN/m² であった。

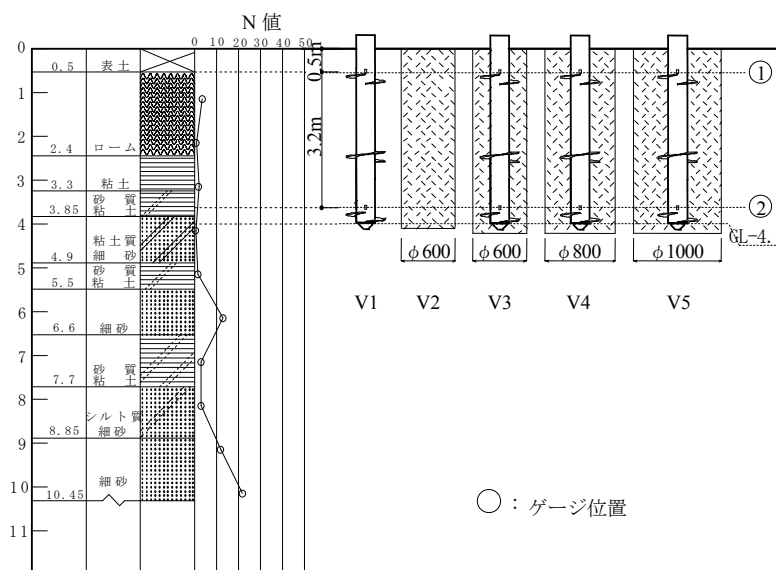


図 3-1 土質柱状図と試験体の関係

表 3-1 土質試験結果

採取深度 (GL-m)	土質名	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	自然含水比 $w_a(\%)$	平均一軸圧縮強さ $q_u(\text{kN/m}^2)$
1.20～2.20	ローム	1.25	151.9	45.8
2.40～3.30	粘土	1.72	47.2	93.1
3.30～3.85	砂質粘土	1.55	67.8	107.8

3.2.2 試験体の概要

表 3-2 に試験体一覧を示す．試験体は V1～V5 の 5 種類とした．複合効果を確認するため V1～V3 の試験体を比較した．試験体は軸部に 3 枚のらせん状羽根を有するソイルセメント羽根付き鋼管杭である V3 と，その比較対象として改良体のないもの V1，改良体だけのもの V2 の 3 試験体とした．V1 は回転貫入工法で施工し，V2 は機械式深層混合処理工法で改良径 $\phi 600 \text{ mm}$ の改良体を築造した．V3 では V2 の要領で改良径 $\phi 600 \text{ mm}$ の改良体を築造した後，直ちに羽根付き鋼管を回転埋設して築造した．

改良径の違いによる影響を確認するため，V3～V5 の試験体を比較した．試験体は全て鋼管径 $\phi 190.7 \text{ mm}$ ，羽根径 $\phi 400 \text{ mm}$ のソイルセメント羽根付き鋼管杭として，改良径を $\phi 600 \text{ mm}$ ， $\phi 800 \text{ mm}$ ， $\phi 1000 \text{ mm}$ と変えたものとした．鋼管径に対する羽根径の比は，およそ 2.1 である．改良径は，小型の施工機で築造できることを前提として，決定した．

図 3-2 にコアボーリングにより採取したコア供試体の一軸圧縮試験結果を示す．図中に，関東ローム層と粘土層との境界である GL-2.4 m を境とした，各々の層の平均値も併せて示した．

表 3-2 試験体の仕様

No.	鋼管径 $D_0(\text{mm})$	鋼管厚 $t(\text{mm})$	羽根径 $D(\text{mm})$	改良径 $D_c(\text{mm})$	先端深度(GL-m)	
					鋼管	改良体
V1	190.7	7	400	—	4.0	4.4
V2	—	—	—	600	—	4.2
V3	190.7	7	400	600	4.0	4.4
V4				800		
V5				1000		

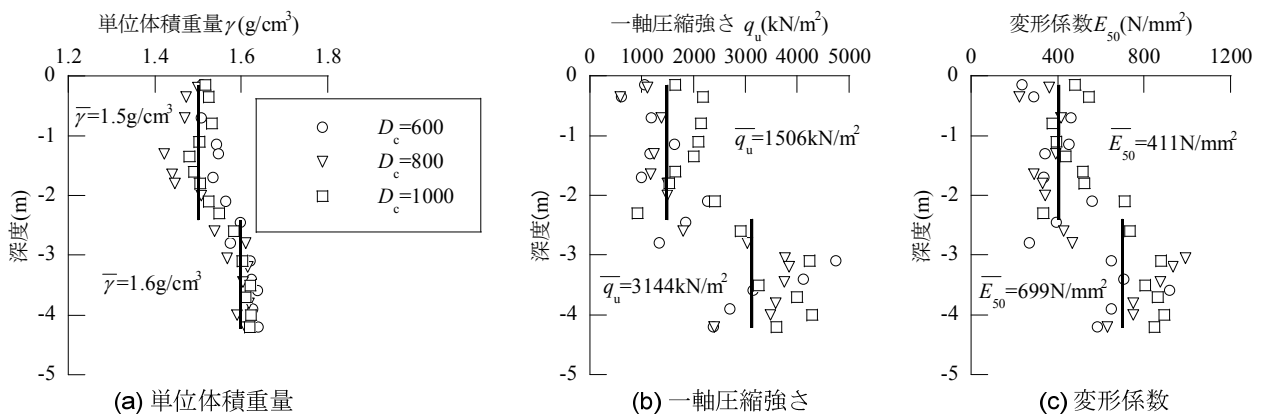


図 3-2 改良体の一軸圧縮試験結果

3.2.3 試験方法と計測項目

試験方法は、地盤工学会基準「杭の鉛直荷重試験方法・同解説」の多サイクル方式に準拠した。図 3-3 に各試験杭と反力杭の配置を示す。なお、一連の荷重試験は、1 ケースごと実施した。鉛直荷重は、1000 kN ジャッキと電動油圧ポンプを用いた。荷重試験時には、鉛直荷重、杭頭と杭先端の沈下量、鋼管のひずみを計測した。

ソイルセメント羽根付き鋼管杭である V3～V5 において、杭頭の荷重条件をどのように設定するかは重要である。構造物の基礎として実際に使用される際、フーチングを設ける場合もある。しかし、フーチングと改良体との境界条件は、構造物の設計手法によって異なる。例えば、①フーチングを設けず直接柱と接合する場合、②フーチングが改良体より小さい場合、③改良体とフーチングの間に捨てコンクリートや割栗石を設ける場合、設けない場合、など条件は様々である。よって、荷重試験では最も厳しい条件となる、羽根付き鋼管の杭頭のみへの荷重を実施した。

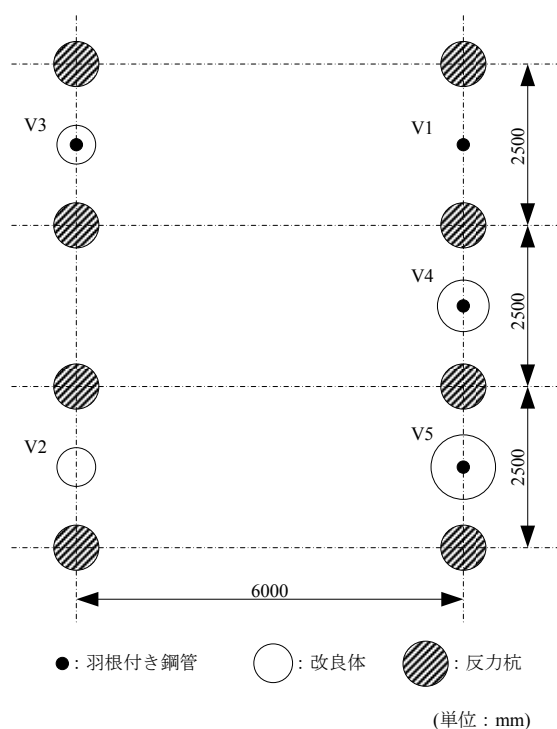


図 3-3 試験杭と反力杭の配置

3.3 鉛直荷重試験の結果

3.3.1 改良体と羽根付き鋼管の複合効果による影響

試験結果を整理するにあたって、図 3-4 に示すように、鉛直荷重に対して、杭の周面摩擦力と先端支持力とが発揮されるものと考えた。また、本杭が羽根付き鋼管の周辺に改良された固い地盤と、その外周にある地山とで 2 層地盤を形成するものとして評価する。すなわち、周面摩擦力 F は羽根の直径を外径とする円筒面上に作用すると考え、先端支持力 R_p は先端部の羽根に作用するものとした。

図 3-5 に各試験体の鉛直荷重と杭頭沈下量の関係を、表 3-3 に鉛直載荷試験結果を示す。第二限界抵抗力は、先端沈下量が羽根径 D の 10 % (40 mm) に達した時点をもって算出した。結果から明らかなように、試験最大荷重は、改良体のない羽根付き鋼管のみの V1 が 116.7 kN、改良体を有する V3 が 473.7 kN で、V3 は V1 に比べて約 4 倍の性能を発揮した。

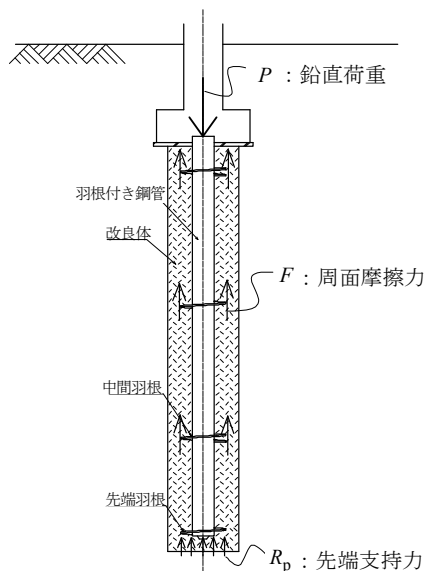


図 3-4 鉛直荷重の分担概念

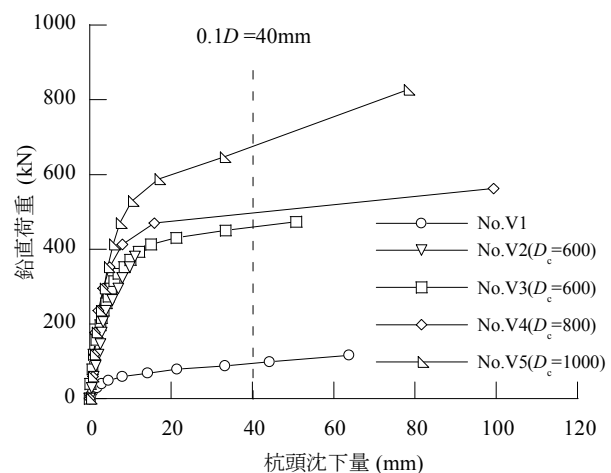


図 3-5 鉛直荷重～杭頭沈下量関係

表 3-3 鉛直載荷試験結果

No.	第一限界抵抗力(kN)		第二限界抵抗力(kN)		試験最大荷重(kN)	
	杭頭	杭先端	杭頭	杭先端	杭頭	杭先端
V1	45	15	94.2	40.3	116.7	43.2
V2	—	—	—	—	381.5	—
V3	400	95	459.6	115.2	473.7	117.7
V4	400	60	497.1	99.6	561.9	116.1
V5	500	130	675.3	221.1	827.6	238.8

表 3-4 に第二限界抵抗力における周面摩擦力を示す。周面摩擦力度 τ は、GL-0.50～-3.70 m のゲージ区間の最大摩擦力を羽根を直径とする円筒面の面積で除したものとした。周辺地盤の一軸圧縮強さ $q_u=82 \text{ kN/m}^2$ は、GL-1.20～-3.85 m までの地層毎の q_u の平均値とした。

図 3-6 に V1 と V3 を比較した軸力の分布図を示す。軸力は、鋼管に貼付したひずみゲージの測定値に鋼管の EA を乗じた値とした。羽根径で評価した周面摩擦力度 τ は、V1 が 14.6 kN/m^2 、V3 が 89.5 kN/m^2 であり、V3 は V1 に比べて約 6 倍の性能を発揮した。また、改良体表面に摩擦力が作用したと考慮して求めた周面摩擦力度 τ' を同表中に示した。

表 3-5 に試験最大荷重時の先端支持力を示す。羽根径で評価した先端支持力度 q_p は、杭先端支持力 P_0 を羽根の閉断面面積で除して求めた。先端支持力係数 α を算出する際には、杭先端平均 N 値を羽根付き鋼管先端から下方に $1D$ 、上方に $1D(D:\text{羽根径})$ の間の平均値($=1.0$)とした。先端支持力度 q_p は、V3 が 936.6 kN/m^2 で、V1 の 343.7 kN/m^2 に比べて約 2.7 倍の性能を発揮した。以上のように、V3 は V1 に比べて先端支持力と周面摩擦力双方において大きな改良効果が認められた。もう一つの比較対象とした V2 は、途中までは V3 と同様の挙動を示したが、最終的には、載荷荷重 381.5 kN 、沈下量 11.1 mm に達したときに、載荷荷重が改良体の一軸圧縮強さを上回る荷重となり、頭部が圧縮破壊して終局に至った。荷重レベルとしては、最大荷重が V3 の約 80 %であった。

表 3-4 周面摩擦力

No.	周辺地盤 平均 N 値	周辺地盤 $q_u(\text{kN/m}^2)$	区間 摩擦力 $F(\text{kN})$	周面摩擦力度(kN/m^2)		τ'/c (%)
				羽根径 τ	改良径 τ'	
V1	2.3	$82(c=41)$	53.9	13.4	—	—
V2			—	—	—	—
V3			344.4	85.6	57.1	139
V4			397.5	98.9	49.4	121
V5			454.2	113.0	45.2	110

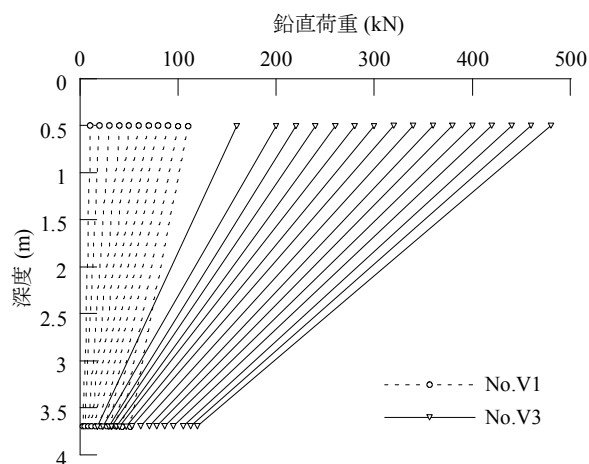


図 3-6 軸力分布図

表 3-5 先端支持力の試験最大荷重

No.	先端地盤 平均 N 値	杭先端 抵抗力 $P_0(\text{kN})$	先端支持力度(kN/m^2)		先端支持力係数	
			羽根径 q_p	改良径 q_p'	羽根径 α	改良径 α'
V1	1.0	43.2	343.7	—	343	—
V2		—	—	—	—	—
V3		117.7	936.6	416.2	936	416.0
V4		116.1	923.8	230.9	923	230.0
V5		238.8	1900.3	304.0	1900	304.0

図 3-7 に鉛直方向の荷重伝達機構の概要図を示す．図 3-7 (a)が羽根付き鋼管のみの、(b)がソイルセメント羽根付き鋼管杭のそれぞれの概要図を示す．ここで、図 3-4 と図 3-7 (b)の図の違いについて説明する．図 3-4 は、羽根付き鋼管のみに着目し、周面摩擦力と先端支持力の荷重分担について説明した図である．一方、図 3-7 (b)は羽根付き鋼管と改良体が一体となって挙動していると想定し、羽根付き鋼管の伝達機構については考えず、ソイルセメント羽根付き鋼管杭と周辺地盤との間の摩擦特性について説明した図である．

V3 の伝達機構として、杭頭部に作用した鉛直荷重は、杭軸部を介して下方に伝達されるほか、鋼管軸部と改良体の付着力と鋼管におよそ 2 m ピッチに取り付けられたらせん状羽根により分散され、改良体に伝達される．改良体に伝達された荷重は、改良体表面に形成される固化領域³⁶⁾を介して周辺地盤に伝達され、地盤のせん断強度により支えられる．本杭は、プレボーリング工法に比べて、改良体表面と周辺地盤との境界の摩擦力が大きい．これは、プレボーリング工法のように、杭の沈設に先立ち、地盤を所定の深度まで掘削し、孔を設ける必要がなく、応力開放による地盤の乱れが少ないためと考えられる．ソイルセメント柱の築造過程における周辺地盤の挙動調査結果³⁷⁾によると、掘削孔が常に原地盤とほぼ同等の比重のソイルセメントで充填されており、さらに掘削時に掘進力やセメントミルクの吐出圧も加わるため、ソイルセメント柱の周辺地盤は、施工前の静止土圧より大きな側圧を受けることが明らかにされている．周辺地盤に伝達しきれなかった荷重は、杭先端部に伝えられる．先端部に伝達された軸力は、らせん状羽根の下方にある改良体の支圧強度により抵抗し、支持地盤に

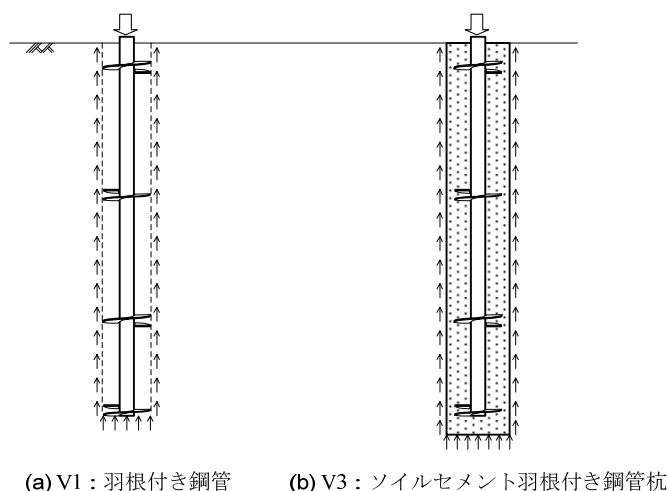


図 3-7 鉛直方向の荷重伝達機構の概要図

伝達され支持力を発揮するものと考えられる。一方、V1 の伝達機構としては、杭頭部に作用した鉛直荷重は、杭軸部を介して下方に伝達され、鋼管軸部と地盤との付着力およびらせん状羽根の支圧により、周辺地盤へ伝達される。以上より、改良体を有する V3 は、羽根付き鋼管と改良体が一体となって挙動することにより、改良体がない V1 に比べて、地盤のせん断強度が発揮される面積が拡大され、支持力性能が向上するものと考えられる。

3.3.2 改良径の違いによる影響

図 3-8 に改良体表面に摩擦力が作用したと考えた周面摩擦力度 τ' と鉛直変位の関係を示す。図中には地盤の一軸圧縮強さ $q_u=82 \text{ kN/m}^2$ の 1/2 として求めた非排水せん断強さ $c_u=41 \text{ kN/m}^2$ の値も併せて示す。表 3-4 に示す周面摩擦力度 τ' は $45.2 \sim 57.1 \text{ kN/m}^2$ であり、 $c_u=41 \text{ kN/m}^2$ と比べて 10～39% 程度大きい値を示している。 τ' が非排水せん断強さ c_u より大きな値を示した要因としては、改良体の築造工程で改良体外周に原地盤よりせん断強度の高い固化領域が形成されていることと、図 3-7 (b) に示した様に、杭体が一体となって挙動していると想定すると、すべり面が改良体表面より外側の周辺地盤内に生じているということが考えられる。この杭体の一体性には、羽根付き鋼管が有する羽根が大きく寄与しており、鉛直支持力を発揮する上で重要な役割を果たしていると考えられる。この羽根の効果が杭体の一体性に与える影響については、第 4 章にて、杭体のみを対象とした模型実験とその数値解析を実施し、詳細に検証する。

表 3-5 に先端支持力度の最大値を示す。V3～V5 の先端支持力度 q_p は、V4 は V3 と同等の値となり、V5 は V3 に比べておよそ 2.0 倍の性能を発揮した。V5 の結果より改良径を大きくするほど先端支持力度 q_p は増大することが確認できたものの、V4 と V3 の q_p は同等の値を示した。

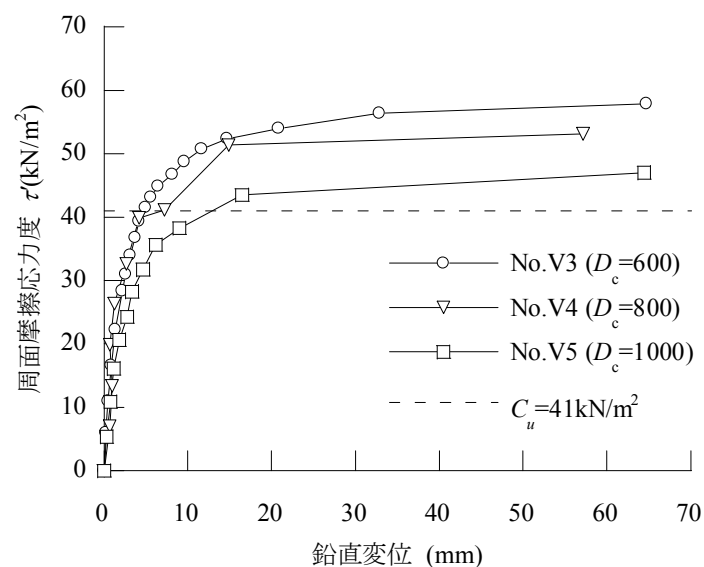


図 3-8 周面摩擦力度～変位関係

3.4 水平載荷試験の概要

3.4.1 地盤の概要

試験は、猿島地区と浦安地区の2現場で実施した。猿島地区では、改良体と羽根付き鋼管の複合効果による影響を、浦安地区では改良径の違いによる影響を確認した。

図 3-9 に猿島地区の土質柱状図および試験体の関係図を示す。試験地は茨城県猿島郡で、地盤は上方から関東ローム、粘土、シルト質細砂、粘土と細砂の互層から構成されている。表 3-10 に土質試験結果を示す。杭頭付近の N 値は 0~4 程度と小さく、地表面から約 1m 下方で実施した孔内水平載荷試験で得られた弾性係数は平均で $E_0=1.92 \text{ N/mm}^2$ であった。

図 3-10 に浦安地区の土質柱状図および試験体の関係図を示す。試験場所は千葉県浦安市の東京湾岸埋立地で、地盤は GL-7m 付近まで N 値 0~6 の浚渫の埋土よりなる。表 3-11 に土質試験結果を示す。杭頭付近の N 値は 6 であり、GL-1.5 m で実施した孔内水平載荷試験による地盤の弾性係数は $E_0=3.90 \text{ N/mm}^2$ であった。

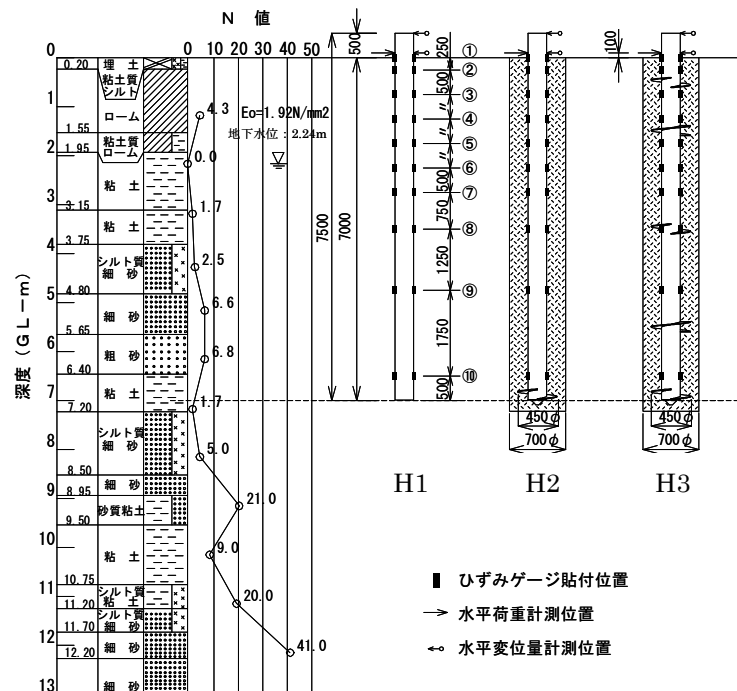


図 3-9 土質柱状図と試験体の関係（猿島地区）

表 3-10 土質試験結果（猿島地区）

採取深度 (GL-m)	土質名	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	自然含水比 $w_n(\%)$	一軸圧縮強さ $q_u(\text{kN/m}^2)$
0.5~2.0	ローム	1.43	72.6	85.6
2.0~2.8	粘土	1.36	107.8	108.3
3.0~3.8	粘土	1.63	55.9	105.3

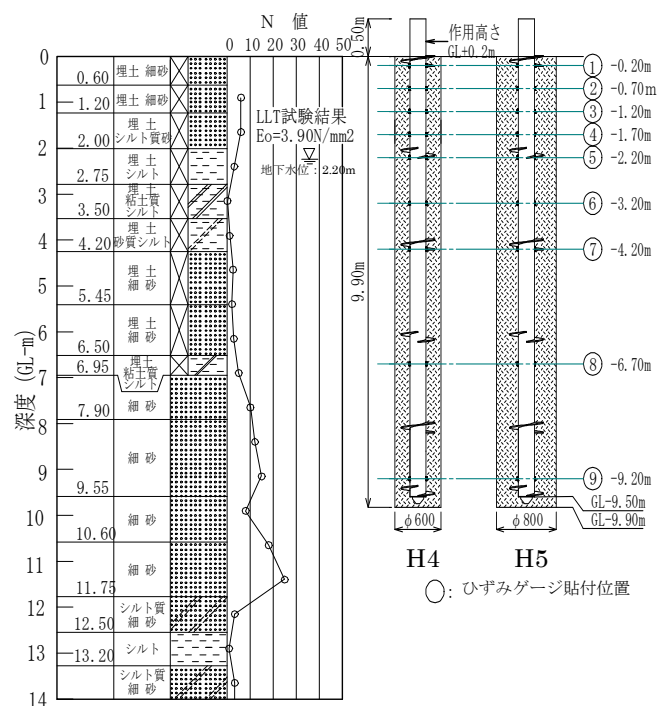


図 3-10 土質柱状図と試験体の関係（浦安地区）

表 3-11 土質試験結果（浦安地区）

採取深度 (GL-m)	土質名	湿潤密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 w_n (%)	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)
2.00～2.67	シルト (埋土)	1.71	49.0	55.7
2.67～3.35	粘土質シルト (埋土)	1.70	57.7	54.0

ここで、孔内水平載荷試験から弾性係数を求める方法について説明する³⁸⁾。孔内水平載荷試験は、図 3-11 に示すような装置構成となっており、ボーリング孔内において円筒形の膨張部孔壁を加圧することによって得られた圧力～孔壁変位関係より、地盤の変形係数などを推定する。図 3-12 に測定結果として、応力と変位の関係に関する模式図を示す。通常のボーリング孔は、掘削に伴って孔壁地盤が孔壁背面の主動土圧によって押し出されているため、本来の孔径より小さな径の孔を作っている。したがって、測定時には、低い応力レベルで変形量の大きな結果が得られる。

段階載荷に伴うゴムチューブの膨張及び地盤の挙動は、以下の過程をたどる。

- ① ゴムチューブの自由膨張過程で、孔壁には接しておらず、地盤への応力伝達がない区間。ゴムチューブが孔壁に接する点。
- ② 押し出された孔壁を主動土圧に抗して押し戻す孔壁の再圧縮過程で、地盤反力は徐々に増大し、変形速度が減少する区間。
- ③ 掘削当初の孔壁に達し、地盤の静止土圧と均衡を保つ点で、この点の圧力を静止土圧 P_0 とみなす。この状態で地盤反力が急激に増大する変曲点をなし、変形速度が最小値を示す。

- ④ 受動土圧を地盤内に生ずる载荷過程の初期直線段階で、いわゆる地盤の擬似弾性変形領域。応力－変位曲線はほぼ直線をなし、変形速度もほぼ一定値をとる。
- ⑤ 地盤の降伏点で、応力－変位曲線は、直線区間をはずれて変形速度が大きくなり、徐々に右に湾曲し折点となる。
- ⑥ 地盤の流動・変形が徐々に増大進行し、破壊に至る過程をとる区間。

平面歪の仮定に基づく解法により求められる弾性係数 E は式 3-1 で表すことができる。

$$E = (1 + \nu) \times \gamma \times K \quad 3-1$$

ここに、

ν : ポアソン比

γ : K 値算出区間の中間半径(m)

K : : K 値(kN/m^2)

K 値は、図 3-12 の応力－変位曲線上の変形過程（直線区間）⑤の勾配として式 3-2 より求める。

$$K = \frac{\Delta P}{\Delta R} \quad 3-2$$

ここに、

ΔP : 応力の増分(kN/m^2)

ΔR : K 値算出区間の中間半径(kN/m^2)

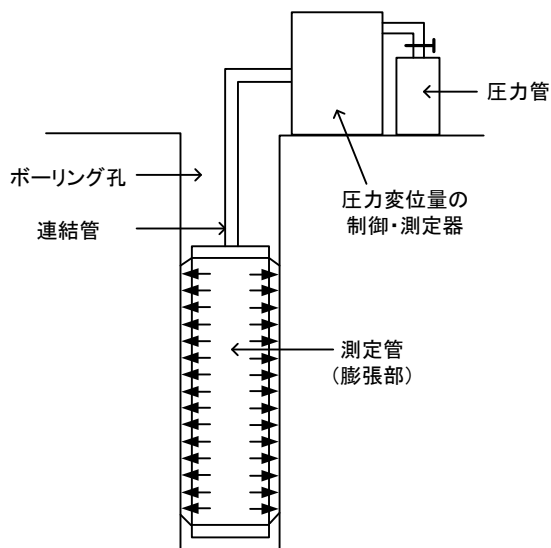


図 3-11 孔内水平载荷試験の装置構成

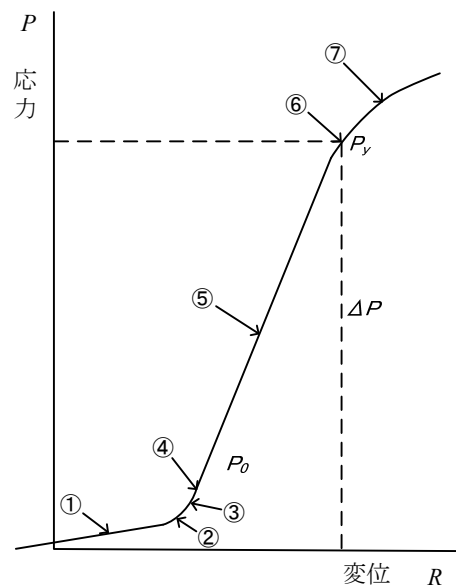


図 3-12 孔内水平载荷試験の測定結果の模式図

3.4.2 試験体の概要

表 3-12 に猿島地区で実施した H1～H3 の試験体一覧を示す。試験体はストレート鋼管杭である H1、軸部に羽根を持たないソイルセメント合成鋼管杭である H2、軸部に 5 枚のらせん状羽根を有するソイルセメント羽根付き鋼管杭である H3 の 3 試験体とした。H1 は打ち込み工法で施工し、H2、H3 は機械式深層混合処理工法で改良径 $\phi 700$ mm の改良体を築造した後、直ちに鋼管杭を回転埋設して築造した。なお、H3 の鋼管径に対する羽根径の比は、およそ 2.1 である。

表 3-13 に試験体と同時に築造した改良体から採取したボーリングコアの一軸圧縮試験結果を示す。地層毎の平均一軸圧縮強さは $q_u=1,500\sim 3,650$ kN/m² であり、弾性係数は $E_{50}=405\sim 1,067$ N/mm² であった。改良体から採取したボーリングコア供試体のローム層における一軸圧縮強さは平均で $q_u=1,840$ kN/m²、弾性係数は $E_{50}=571.9$ N/mm² であった。

表 3-12 試験体の仕様（猿島地区）

No.	鋼管径 D_0 (mm)	鋼管厚 t (mm)	羽根径 D (mm)	改良径 D_c (mm)	先端深度(GL-m)	
					鋼管	改良体
H1	216.3	8.2	—	—	7.0	—
H2			700	7.2		
H3						450

表 3-13 ボーリングの一軸圧縮試験結果（猿島地区）

深度 (GL-m)	改良対象土	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	弾性係数 E_{50} (N/mm ²)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)
0.00～1.55	ローム	1,840	571.9	1.50
1.55～3.75	粘土	2,130	777.3	1.64
3.75～5.65	細砂	2,640	814.6	1.73
5.65～6.40	細砂	3,650	1067.6	1.76
6.40～7.20	粘土	1,500	405.3	1.64

表 3-14 に浦安地区で実施した H4、H5 の試験体の一覧を示す。試験体は鋼管径を $\phi 190.7$ mm、羽根径を $\phi 400$ mm とし、改良径を $\phi 600$ mm と $\phi 800$ mm に変化させた 2 本とした。鋼管径に対する羽根径の比は、各試験体ともおよそ 2.1 である。

表 3-15 に試験体と同時に築造した改良体から採取したボーリングコアの一軸圧縮試験結果を示す。地層毎の平均一軸圧縮強さは $q_u=1,470\sim 3,140$ kN/m² であり、変形係数は $E_{50}=596\sim 1,583$ N/mm² であった。GL-0.00～-2.00 m の砂層における一軸圧縮強さは平均で $q_u=3,140$ kN/m²、変形係数は $E_{50}=1,053$ N/mm² であった。

表 3-14 試験体の仕様（浦安地区）

No.	鋼管径 D_0 (mm)	鋼管厚 t (mm)	羽根径 D (mm)	改良径 D_c (mm)	先端深度 (GL-m)	
					鋼管	改良体
H4	190.7	9.3	400	600	9.5	9.9
H5				800		

表 3-15 ボーリングの一軸圧縮試験結果（浦安地区）

深度 (GL-m)	改良対象土	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	変形係数 E_{50} (N/mm ²)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)
0.0～2.0	細砂(埋土)	3,140	1,053	1.73
2.0～4.2	シルト(埋土)	1,470	596	1.72
4.2～7.0	細砂(埋土)	3,140	1,316	1.84
7.0～9.9	細砂	2,540	1,583	1.83

3.4.3 試験方法と計測項目

試験方法は、地盤工学会基準「杭の水平載荷試験・同解説」の正負交番多サイクル方式に準拠した。水平荷重は、300 kN センターホールジャッキと電動油圧ポンプを用いて加え、加力点高さは猿島地区では GL+0.1 m、浦安地区では GL+0.2 m の位置とした。載荷試験時には、水平荷重、加力点と鋼管杭天端の水平変位、鋼管のひずみを計測した。一連の載荷試験は、1 ケースごと実施し、各ケースの杭間隔は学会基準に則り、離間距離を十分にとった。また、複合効果による影響の確認では、各荷重サイクル毎に地表面のひび割れ状況を観察記録し、試験終了には試験体の掘り起し調査を実施した。

3.5 水平載荷試験の結果

3.5.1 改良体と羽根付き鋼管の複合効果による影響

図 3-13 に各試験体の載荷サイクル図を示す。また、表 3-16 に試験結果の一覧を、図 3-14 に水平荷重と地表面変位量の関係を、図 3-15 に水平荷重とひずみ計測から得られた地中部最大モーメント曲線を、図 3-17 に鋼管が負担する実測曲げモーメントの深度分布を示す。

表 3-16、図 3-14 によると、改良体を有する H2, H3 は、試験体 H1 に比べて初期剛性が大きく、同一変位における水平荷重が大きいことから、改良体による水平支持力性能の改善効果が確認できる。また、羽根の無い H2 に比べて羽根を有する H3 の方が大きな水平支持力性能を有している。

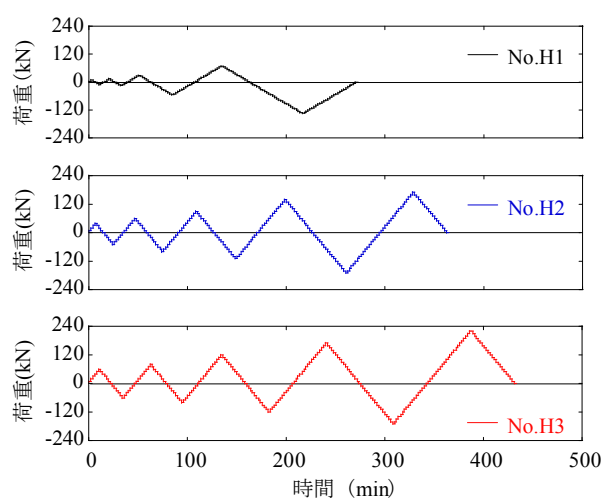


図 3-13 荷重サイクル図（猿島地区）

表 3-16 試験結果（猿島地区）

No.	基準変位量時		鋼管降伏時		最大荷重時	
	荷重 $H(\text{kN})$	変位 (mm)	荷重 $H(\text{kN})$	変位 (mm)	荷重 $H(\text{kN})$	変位 (mm)
H1	18.0	10.0	75.0	56.5	135.0	146.5
H2	62.7	10.0	90.0	18.8	170.0	90.1
H3	88.2	10.0	140.0	24.8	220.0	110.4

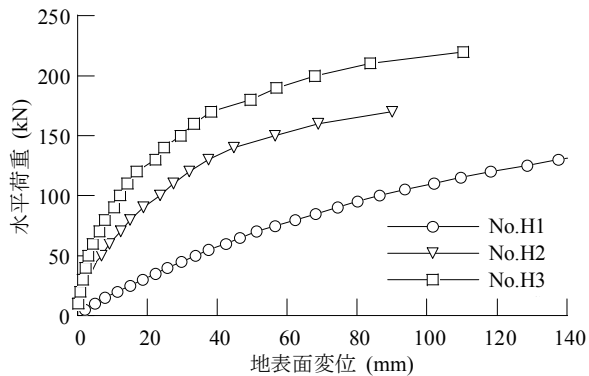


図 3-14 水平荷重～地表面変位関係

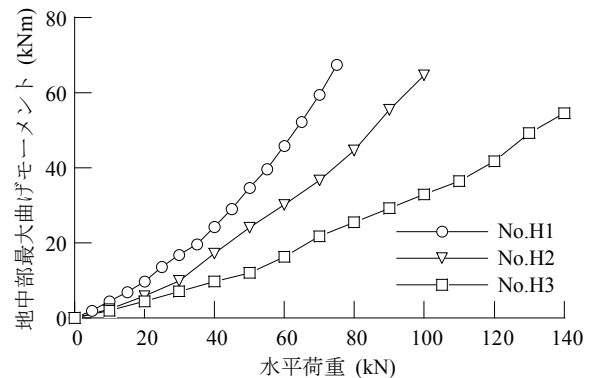


図 3-15 水平荷重～地中部最大曲げモーメント関係

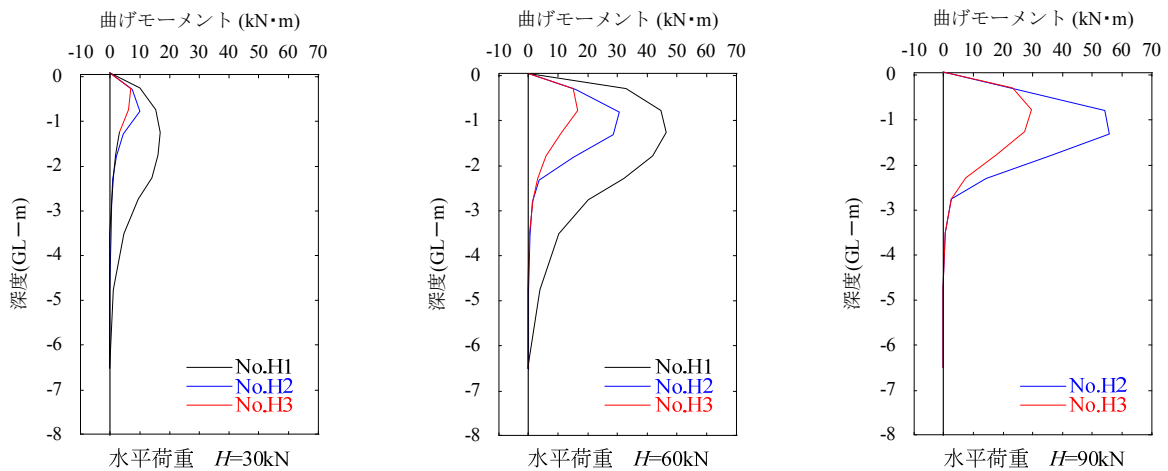


図 3-16 鋼管軸部の曲げモーメントの深度分布

表 3-17 水平地盤反力係数の比較 ($y_0=10 \text{ mm}$ 時) (猿島地区)

	荷重 H (kN)	実測 k_{hy} (MN/m ³)	実測 k_{hM} (MN/m ³)	設計 k_{h0} (MN/m ³)	$\alpha_y =$ k_{hy}/k_{h0}	$\alpha_M =$ k_{hM}/k_{h0}
H1	18.0	9.6	28.2	15.3	0.63	1.84
H2	62.7	52.6	31.6		3.44	2.07
H3	88.2	83.9	287.7		5.48	18.8

図 3-16 に示す鋼管軸部の曲げモーメントは、実測した鋼管の曲げひずみから、鋼管の曲げ剛性のみを考慮して求めた。各図によると、H3 の地中部最大曲げモーメント M_{\max} は、同一荷重における H1 の M_{\max} に比べて 3～4 割程度以下に低減されており、改良体と羽根による曲げ補強効果が確認できる。また、曲げモーメントは杭の上方に集中し、地中部の深い位置まで及んでいないことが分かる。

表 3-17 に地表面変位 y_0 が 10 mm のときの実測値より水平地盤反力係数 k_h を逆算した実測 k_h と設計 k_{h0} の比較結果を示す。値は、Chang による一様地盤中の弾性支承梁の理論式 3-1～3-5 から求めた。計算に用いた定数としては、地盤の変形係数は孔内水平載荷試験で得られた $E_0=1.92 \text{ N/mm}^2$ 、杭径 B は鋼管軸径 $D_0=216.3 \text{ mm}$ 、曲げ剛性 EI は鋼管のみ評価し、 $E_p I_p=5986 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ を用いた。

$$k_{h0} = 80 \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4} \quad 3-3$$

$$k_h = k_{h0} \cdot \bar{y}^{-1/2} \quad 3-4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad 3-5$$

$$y_0 = \frac{1 + \beta h}{2EI\beta^3} H \quad 3-6$$

$$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \cdot [\beta h_0 \cdot \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \cdot \sin \beta x] \quad 3-7$$

ここに、

- k_{h0} : 基準水平地盤反力係数(kN/m^3)
- E_0 : 地盤の弾性係数(kN/m^2)
- \bar{B} : 無次元化杭径
(杭径を cm 単位で表した無次元数値)
- k_h : 水平地盤反力係数(kN/m^3)
- \bar{y} : 杭頭の無次元化水平変位
(水平変位量を cm 単位で表した無次元数値)
- β : 杭の特性値(m^{-1})
- B : 杭径(m)
- E : 杭体の変形係数(kN/m^2)
- I : 杭体の断面 2 次モーメント(m^4)
- y_0 : 地表面変位(m)
- h : 加力点高さ(m)
- H : 水平荷重(kN)
- M : 杭各部の曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$)
- x : 地盤方向の深度(m)
- h_0 : M/H (m)

実測 k_h は、式 3-5、3-6 から求めた変位量に関する逆算水平地盤反力係数 k_{hy} と、式 3-5、3-7 から求めた曲げモーメントに関する逆算水平地盤反力係数 k_{hM} の 2 通りについて算定した。実測 k_h 、設計 k_{h0} とも、改良体は鋼管の周辺にある地盤とみなし、水平力は鋼管のみで負担されるものとして評価した。H3 の変位量に関する割増率 $\alpha_y (k_{hy}/k_{h0})$ は 5.48、曲げモーメントに関する割増率 $\alpha_M (k_{hM}/k_{h0})$ は 18.8 と H1、H2 に比べて大きな値を示している。

H2, H3 は改良体のない H1 に比べて大きな水平支持力性能を有するが、これは地盤改良による鋼管杭周辺地盤の強度・剛性の増加に加え、鋼管に比べて径の大きい改良体によって水平力に対する地盤の抵抗範囲が拡大するためと考えられる。抵抗範囲については、H1 杭における地表面のひび割れが鋼管径 D_0 のおよそ 4 倍、H2, H3 杭が 8～10 倍に達しており、H2, H3 杭は H1 杭に比べ広範囲に観察されたことから窺える。H3 の地表面のひび割れ状況を写真 3-1 に示す。

H3 は、軸部に羽根を持たない H2 に比べて大きな水平抵抗力を発揮しており、曲げ補強効果も大きい。これは羽根面積の分だけ改良体との付着性能が高まることで一体性が向上することと、羽根には鋼管杭の曲げ変形を抑制する働きがあるためと考えられる。H3 の改良体と羽根付き鋼管の一体性については、試験後の掘起し調査により確認できた。H2 では鋼管杭と改良体が分離して改良体の一部が鋼管杭から脱落したのに対し、H3 は改良体が脱落することにはなかった。H2, H3 の掘起し状況を写真 3-2 に示す。



写真 3-1 地表面のひび割れ(No.H3)



写真 3-2 掘起し状況

3.5.2 改良径の違いによる影響

図 3-17 に各試験体の载荷サイクルを示す。また、表 3-18 に水平载荷試験結果一覧を、図 3-18 に水平荷重と変位曲線の関係を示す。表 3-18、図 3-18 によると、改良径が $\phi 800$ mm の H5 は、 $\phi 600$ mm の H4 に比べて、同一変位における水平荷重が大きい。これは、改良径のより大きい H5 の方が水平力に対する地盤の抵抗範囲が拡大することと、試験体の曲げ剛性が大きくなるためと考えられる。

図 3-19 に水平荷重 $H=100$ kN 時の载荷時における曲げモーメントの深度分布を示す。両試験体とも、曲げモーメントは杭の上方に集中し、地中部の深い位置まで及んでいない。

表 3-19 に水平载荷試験で得られた実測 k_h (k_{hy} , k_{hM})、設計 k_h (k_{h0}) 及び k_h 値の割増率 ($\alpha_y=k_{hy}/k_{h0}$, $\alpha_M=k_{hM}/k_{h0}$) を示す。変位量に関する割増率は H4 で $\alpha_y=4.4$, H5 で $\alpha_y=6.9$, 曲げモーメントに関する割増率は H4 で $\alpha_M=25.4$, H5 で $\alpha_M=115.5$ であり、改良効果によって実測 k_h が大きい値を示しており、改良径の違いによる寸法効果が確認された。

水平载荷試験より得られた結果から、割増率 α は、変位量に関する割増率 α_y が 4 以上、曲げモーメントに関する割増率 α_M が 18 以上であることが分かった。

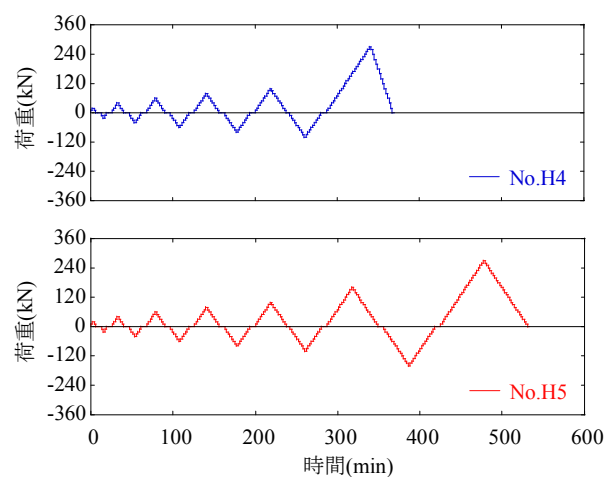


図 3-17 荷重サイクル図（浦安地区）

表 3-18 試験結果（浦安地区）

	基準変位量時		短期許容応力時		最大荷重時	
	荷重 $H(\text{kN})$	変位 (mm)	荷重 $H(\text{kN})$	変位 (mm)	荷重 $H(\text{kN})$	変位 (mm)
H4	106	10	134	16	270	87
H5	144	10	183	17	270	44

表 3-19 水平地盤反力係数の比較($y_0=10\text{mm}$ 時)（浦安地区）

	荷重 $H(\text{kN})$	実測 k_{hy} (MN/m^3)	実測 k_{hM} (MN/m^3)	設計 k_{h0} (MN/m^3)	$\alpha_y = k_{hy}/k_{h0}$	$\alpha_M = k_{hM}/k_{h0}$
H4	106	148	864	34	4.4	25.4
H5	144	235	3926		6.9	115.5

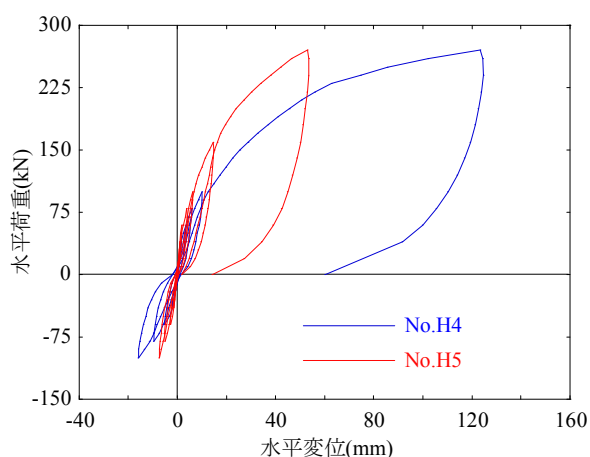


図 3-18 水平荷重～地表面変位関係

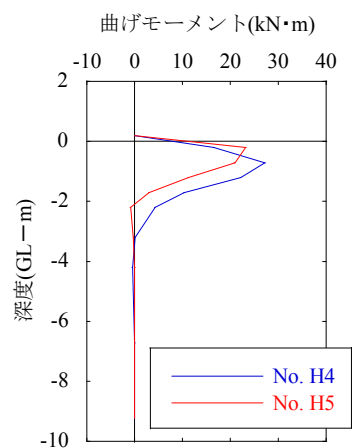


図 3-19 鋼管が負担する曲げモーメント

3.5.3 考察

本杭の水平支持力特性を把握するため、原位置において水平載荷試験を実施した。猿島地区の比較試験の実施により、各試験体の荷重と変位の関係および曲げモーメントの深度分布が確認でき、改良体と鋼管杭との複合効果や羽根による補強効果が明らかとなった。また、浦安地区では、改良径の違いによる寸法効果が確認できた。本節では、浦安地区の結果を対象に、猿島地区で確認できた複合効果や羽根による補強効果に関する検証を実施する。特に、水平変位については、前述に示した理論式 3-3 を元に、羽根付き鋼管の羽根による補強効果を、地盤反力係数に考慮する評価法を示し、実測値との比較により適用性を検証した。

(1) 水平変位について

図 3-20 に H4 および H5 の水平荷重と変位曲線の関係について、実測値と計算値を比較した図を示す。図中には、理論式 3-3～3-6 から求めた、1)ストレート鋼管杭として評価した場合、2)軸部に羽根を持たない鋼管と改良体との合成杭として評価した場合、3)羽根付き鋼管と改良体との合成杭として評価した場合の計算値を示す。1)は、仮にストレート鋼管を載荷した場合の結果の参考として示した計算値である。杭径 B は鋼管径 $D_0=190.7 \text{ mm}$ とし、曲げ剛性には鋼管のみを考慮した。また、2)および 3)は、H4 および H5 の結果と比較するために行った計算値である。2)および 3)の曲げ剛性は、改良体と鋼管杭の複合体の曲げ剛性と仮定した。つまり、改良体の弾性係数を E_c 、断面 2 次モーメントを I_c とし、合成断面が平面保持することとすると、合成曲げ剛性 $E_{hy}I_{hy}$ は、 $E_{hy}I_{hy} = E_pI_p + E_cI_c$ で与えられる。なお、計算値に用いた改良体の弾性係数 E_c は、杭頭付近 (GL-0.00～-2.00 m) で得られた $E_{50}=1,053 \text{ N/mm}^2$ とした。杭径 B は改良径 D_c とし、H4 では $D_c=600 \text{ mm}$ 、H5 では $D_c=800 \text{ mm}$ とした。各計算値の地盤の弾性係数は孔内水平載荷試験で得られた $E_0=3.90 \text{ N/mm}^2$ を用いた。また、2)と 3)の違いである羽根付き鋼管の羽根の有無による補強効果への影響は、地盤反力係数 k_{h0} の違いで表現し、各計算値の k_{h0} は式 3-8 から求めた。各ケースの α_{yw} は、2)が $\alpha_{yw}=1$ 、3)が $\alpha_{yw}=1.59$ とした。3)の α_{yw} は、猿島地区で確認できた羽根の補強効果を参照した。つまり、表 3-17 より、H3 の変位量に関する割増率 $\alpha_y=5.48$ と H2 の変位量に関する割増率 $\alpha_y=3.44$ の比とした。

$$k_{h0} = 80 \cdot \alpha_{yw} \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4} \quad 3-8$$

ここに、

α_{yw} : 羽根の補強効果を考慮した変位量に関する割増率

図 3-20 に示すように、実測値は、改良体のないストレート鋼管杭を仮定した計算値 1)に比べて初期剛性が大きく、同一変位における水平荷重が大きいことから、改良体による水平支持力性能の改善効果が確認できる。また、改良体全断面有効とした合成杭として評価した計算値 2)においても、実測値と比べて、同一変位における水平荷重が大きい。これは、羽根の補強効果を考慮していないためだと考えられる。一方、羽根の補強効果を考慮した計算値 3)の初期勾配は、1～4 サイクル目の実測値との比較では小さいが、最終サイクルとの比較では概ね一致した。また、10 mm 変位時の水平荷重についても、実測値と比較して、ほぼ一致している。以上より、浦安地区の結果を対象とした解析的検討の実施により、改良体と鋼管杭の複合効果および羽根の補強効果をおおよそ評価することができ、猿島地区で得られた結果の再現性が確認できた。

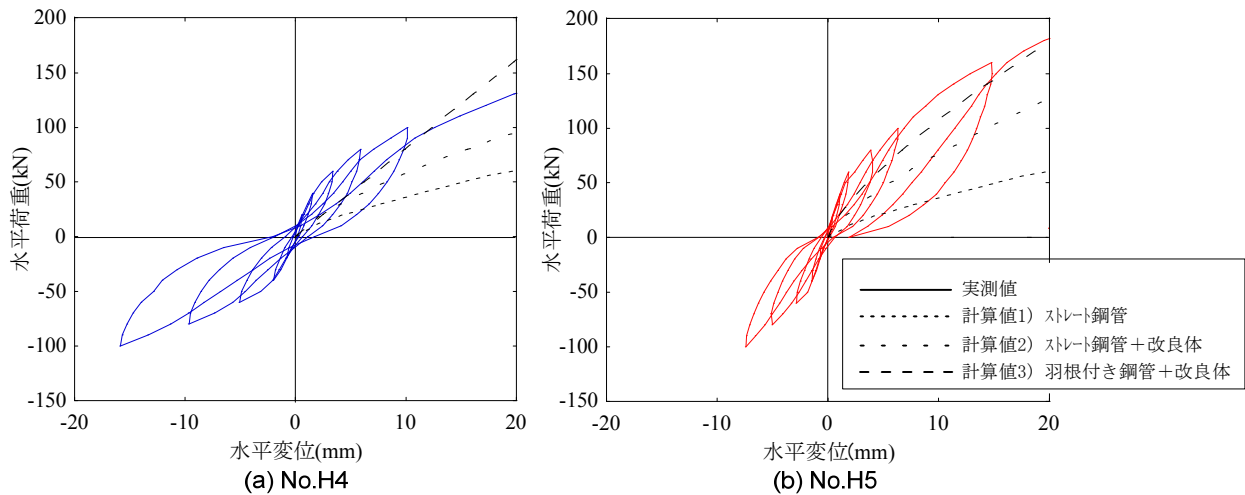


図 3-20 水平荷重～水平変位関係

(2) 曲げモーメントについて

図 3-21 に水平荷重 $H=100$ kN 時の鋼管が負担する実測曲げモーメントと実測値の改良体の効果を確認するために示したストレート鋼管として評価した場合の計算値を示す. 計算値は, まず式 3-4 より求めた水平荷重 100 kN 時の水平地盤反力係数 k_h と鋼管のみを評価した曲げ剛性 $E_p I_p$ を用いて杭の特性値 β を算出し, 式 3-7 から算出した. 実測値の曲げモーメントは, 計算値と比べて, 上方に集中しており, 地中部の深い位置まで及んでいない. また, 最大曲げモーメントも 4 割程度に低減されていることが確認できる. 以上の検討より, 猿島地区で得られた結果と同等の結果を確認することができ, 改良体と羽根による曲げ補強効果に関する再現性が確認できた.

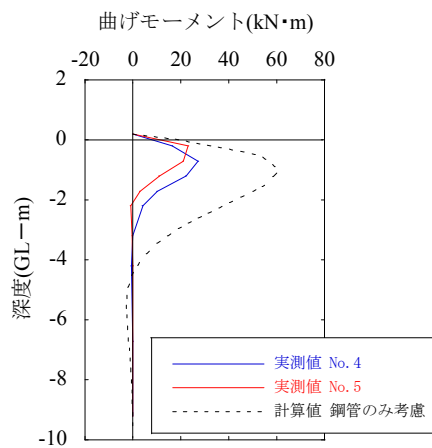


図 3-21 鋼管が負担する曲げモーメント

3.6 支持力評価のための検証

20 例の原位置における鉛直載荷試験結果をもとに、鉛直方向に関する支持力評価のための検証を行った。まず、載荷試験結果をもとに、周面摩擦力および先端支持力と土質定数との関係について述べる。これらの関係は、結果のばらつきを考慮して、安全側に下限値の直線として表現し、評価式として示す。つぎに、その支持力評価式について、安全性の検証を行う。最後に、本杭の支持力算定式を提案する。

3.6.1 周面摩擦力および先端支持力の支持力評価

全国の 13 現場で 20 例の鉛直載荷試験を実施した。表 3-20 に試験体の仕様および試験数の概要を示す。

表 3-20 試験体の仕様

鋼管径 $D_0(\text{mm})$	羽根径 $D(\text{mm})$	改良径 $D_c(\text{mm})$	試験数
165.2	350	600	1
190.7	400	600	6
216.3	450	700	2
267.4	500	700	8
355.6	700	1000	3

(1) 周面摩擦力

周面摩擦力を評価するために、周面摩擦力度と各地盤の周面平均 N 値の関係を検討した。周辺地盤は、砂質地盤および粘土質地盤の 2 種類である。試験体には、杭体の各土層の境界位置にひずみゲージを貼付し、軸力を測定した。本評価で検討する周面摩擦力度は、式 3-9 から求めた。周面摩擦力の評価は、羽根付き鋼管の羽根径を直径とした円筒面に作用すると仮定した。

$$\tau_n = \frac{P_1 - P_2}{L \cdot \phi} \quad 3-9$$

ここに、

τ_n : 土層の周面摩擦力度
 P_1 : n 断面での軸力(kN)
 P_2 : n+1 断面での軸力(kN)
 L : n 断面から n+1 断面までの距離(m)
 ϕ : 羽根の周長

図 3-22 は、砂質土層の周面摩擦力度 τ_s と周面平均 N 値 $\overline{N_s}$ との関係を示したものである。図中に、下限値を示す直線として式 3-10 を示した。

$$\tau_s = 50 + 10\overline{N_s} \quad 3-10$$

ここに、

τ_s : 砂質土層の周面摩擦力度(kN/m²)
 $\overline{N_s}$: 砂質土層の平均周面 N 値

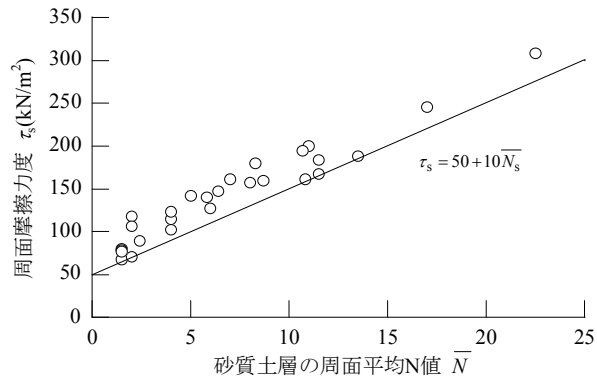


図 3-22 砂質土層の周面摩擦力度～周面平均 N 値関係

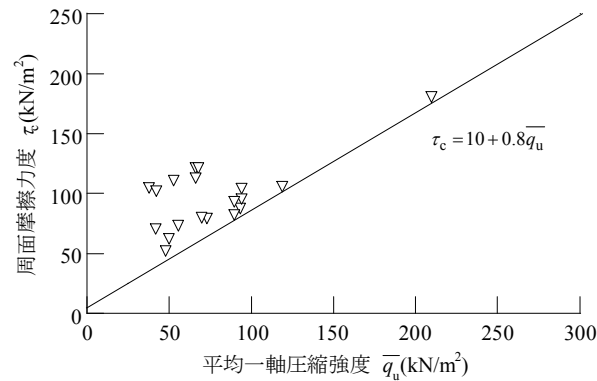


図 3-23 粘性土層の周面摩擦力～平均一軸圧縮強さ関係

図 3-23 は、粘性土層の周面摩擦力度 τ_c と一軸圧縮強さの平均値 $\overline{q_u}$ との関係を示したものである。図中に、下限値を示す直線として式 3-11 を示した。

$$\tau_c = 10 + 0.8\overline{q_u} \quad 3-11$$

ここに、

τ_c : 粘性土層の周面摩擦力度(kN/m²)

$\overline{q_u}$: 粘性土層の一軸圧縮試験強度の平均値(kN/m²)

(2) 先端支持力

先端支持力を評価するために、先端支持力度と各地盤の先端平均 N 値の関係を検討した。杭先端地盤は、砂質地盤および粘土質地盤、礫質地盤の 3 種類である。先端支持力度は、先端支持力を羽根付き鋼管杭の羽根の閉塞面積で除した値とした。

図 3-24 は、載荷試験の結果から得られた各地盤の先端支持力度 q_p と杭先端平均 N 値 \overline{N} の関係を示したものである。杭先端の平均 N 値は、羽根付き鋼管先端より下方に 1D、上方に 1D(D:羽根径)の間の値である。

図 3-25 は、同じ結果を支持力係数 α と杭先端平均 N 値 \overline{N} の関係において整理したものである。載荷試験の結果から、先端支持力度 q_p は杭先端の平均 N 値 \overline{N} との間に、式 3-12 の関係を見出すことができる。

$$q_p = 250\overline{N} \quad 3-12$$

ここに、

q_p : 先端支持力度 (kN/m²)

\overline{N} : 杭の先端平均 N 値

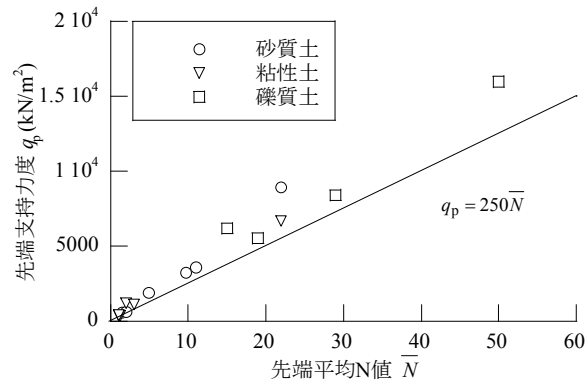


図 3-24 先端支持力度～先端平均 N 値関係

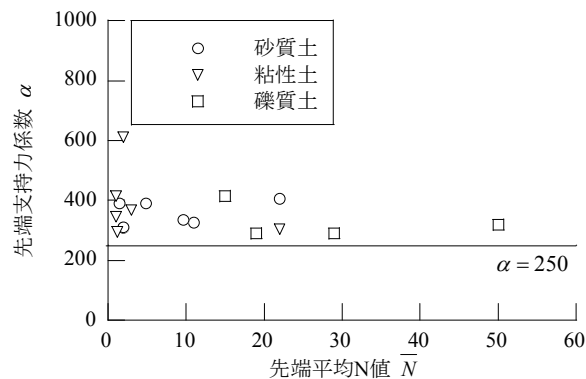


図 3-25 先端支持力係数～先端平均 N 値関係

3.6.2 支持力評価の安全性の検証

本節では、前節で得られた、周面摩擦力度および先端支持力度と地盤定数との関係に関する評価式の安全性について、安全性指標 β を用いて検討する。

本検討では、長期および短期許容荷重時の基準となる安全性指標 β を規準 β 値と称し、載荷試験結果をもとに算出された β 値がその規準 β 値を上回っていることを確認する。規準 β 値は、長期許容荷重時の P_f を1000分の1、短期時の P_f を20分の1とし、長期時の規準 β 値を $\beta=3.1$ 、短期時を $\beta=1.6$ と設定した³⁹⁾。表 3-20 に荷重レベルと安全性指標 β の関係を示す。

表 3-20 荷重レベルと安全性指標の関係

荷重レベル	安全率	破壊確率 P_f	安全性指標 β
長期	3.0	1/1000	3.1
短期	1.5	1/20	1.6

評価式の安全性を評価するために算出される安全性指標 β は、式 3-13、式 3-14 から求める³⁹⁾。長期および短期許容荷重において、変動係数 V_s をパラメーターとして0.1～0.5の範囲で変動させ、算出された β 値と基準 β 値とを比較する。抵抗値 R の平均値 μ_R は、周面摩擦力度あるいは先端支持力度の平均値とした。また、荷重値 S の平均値 μ_s は、先端支持力度あるいは周面摩擦力度の μ_s に長期許容荷重時は1/3、短期許容荷重時は2/3の安全率を乗じた値とした。抵抗値 R の変動係数 V_R は、 R の標準偏差 σ_R を μ_R で除した値とした。

$$Z = \ln \mu_R - \ln \mu_S \quad 3-13$$

$$\beta = \frac{\ln \mu_R - \ln \mu_S}{0.85V_R + 0.527V_S} \quad 3-14$$

ここに,

Z : 性能関数

μ_R : 抵抗値 R の平均値

μ_S : 荷重値 S の平均値

V_R : 抵抗値 R の変動係数

V_S : 荷重値 S の変動係数

周面摩擦力度の評価式に関する検討において、荷重項 S の変動係数 V_S を 0.1～0.5 まで変動させ、算出された安全性指標 β の値を表 3-21, 3-22 に示す。長期許容荷重時の β 値は、砂質土層で $\beta=3.67\sim9.33$ 、粘性土層で 3.19～6.14 であり、各土層とも規準 β 値 3.1 を上回った。また、短期許容荷重時の β 値も、砂質土層で $\beta=1.68\sim4.27$ 、粘性土層で 1.61～3.10 であり、各土層とも規準 β 値 1.6 を上回った。

表 3-21 砂質土層の周面摩擦力度

	安全性指標 β				
変動係数	$V_S=0.1$	$V_S=0.2$	$V_S=0.3$	$V_S=0.4$	$V_S=0.5$
長期荷重	9.33	6.74	5.27	4.33	3.67
短期荷重	4.27	3.08	2.41	1.98	1.68

表 3-22 粘性土層の周面摩擦力度

	安全性指標 β				
変動係数	$V_S=0.1$	$V_S=0.2$	$V_S=0.3$	$V_S=0.4$	$V_S=0.5$
長期荷重	6.14	4.99	4.20	3.63	3.19
短期荷重	3.10	2.52	2.12	1.83	1.61

つぎに、先端支持力度に関する検討において、算出された安全性指標 β の値を表 3-23 に示す。長期許容荷重時の β 値は $\beta=3.46\sim7.28$ であり、規準 β 値 3.1 を上回った。また、短期許容荷重時の β 値も $\beta=1.74\sim3.66$ であり、規準 β 値 1.6 を上回った。

表 3-23 先端支持力度

	安全性指標 β				
変動係数	$V_S=0.1$	$V_S=0.2$	$V_S=0.3$	$V_S=0.4$	$V_S=0.5$
長期荷重	6.14	4.99	4.20	3.63	3.19
短期荷重	3.10	2.52	2.12	1.83	1.61

以上より、周面摩擦力度および先端支持力度の評価式は、 $V_S=0.1\sim0.5$ の範囲において、安全であると言える。

3.6.3 支持力算定式の提案

本節では、鉛直方向の支持力算定式の提案を実施する。3.3 節では鉛直載荷試験の結果から改良体と羽根付き鋼管の複合効果により、羽根付き鋼管単体に比べて、大きな鉛直支持力が得られることを確認した。3.6 節では 13 現場 20 例の鉛直載荷試験結果をもとに、支持力評価のための検証を行った結果、周面摩擦力度および先端支持力度と各土質の地盤定数との間に関係が認められた。これらの関係について、安全性指標を用いた検証を実施し、変動係数 $V_s=0.1\sim0.5$ の範囲において、安全であることを確認した。以上の結果から、本杭の許容鉛直支持力は第 2 章で示した式 2-7 および式 3-15 で与えられる。

$$R_a = \frac{1}{3} \left\{ \alpha \bar{N} A_p + \left(\beta \bar{N}_s L_s + \gamma \bar{q}_u L_c \right) \phi \right\} \quad 2-7$$

$${}_s R_a = \frac{2}{3} \left\{ \alpha \bar{N} A_p + \left(\beta \bar{N}_s L_s + \gamma \bar{q}_u L_c \right) \phi \right\} \quad 3-15$$

ここに、

- R_a : 長期許容鉛直支持力
- ${}_s R_a$: 短期許容鉛直支持力
- α : 杭先端支持力係数 ($\alpha=250$)
- β : 砂質地盤における杭周面摩擦力係数
($\beta \bar{N}_s = 10 \bar{N}_s + 50$ を満たす β)
- γ : 粘土質地盤における杭周面摩擦力係数
($\gamma \bar{q}_u = 0.8 \bar{q}_u + 10$ を満たす γ)
- \bar{N} : 基礎杭の先端より下方に $1D$ (D :羽根径), 上方に $1D$ 間の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値ただし、杭先端地盤が砂質地盤の場合: $\bar{N} \leq 22$, 粘土質地盤の場合: $\bar{N} \leq 22$, 礫質地盤の場合: $\bar{N} \leq 50$
- A_p : 杭先端の有効断面積 (m^2) $A_p = \pi \cdot D^2 / 4$
- \bar{N}_s : 基礎杭の周囲の地盤のうち、砂質土地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値 (回)
ただし、 $\bar{N}_s \leq 22.5$
- \bar{q}_u : 基礎杭の周囲の地盤のうち、粘土質地盤の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m^2)
ただし、 $\bar{q}_u \leq 200$
- L_s, L_c : それぞれの基礎杭の周囲の地盤のうち、砂質土地盤、粘土質地盤に接する有効長さの合計 (m)
ただし、改良体の先端から上方に改良径の範囲は、 L_s, L_c に算入しない。
- ϕ : 基礎杭の周囲の有効長さ (m) $\phi = \pi \cdot D$
- D : 羽根径

3.7 まとめ

本章では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の原位置における鉛直および水平載荷試験を実施し、本杭の支持力特性を把握した。特に、改良体と羽根付き鋼管の複合効果および改良径の大きさが支持力性能に与える影響について確認し、その結果を考察した。さらに、設計手法の確立を目指し、数例の載荷試験結果を参考に支持力評価の検証を行った。そして、その評価式について、安全性の検証を行い、支持力算定式を提案した。なお、羽根形状は各試験ともらせん状である。また、羽根径と鋼管径の比は、結論 a)および b)がおおよそ 2.1, 結論 c)~e)がおおよそ 2.1, 結論 f)が 1.9~2.1 である。

以下に、本章により得られた知見を要約する。

- a) 本杭は、改良体と羽根付き鋼管の複合効果により、羽根付き鋼管単体に比べて、大きな鉛直支持力が得られることを確認した。本載荷試験の条件において、極限荷重時の本杭は、同一条件で試験した羽根付き鋼管単体に比べて、約 4 倍の耐力を発揮することが分かった。
- b) 本杭の杭頭の鉛直支持力は、改良径を大きくすればするほど増大することが明らかになった。
- c) 本杭の水平支持力性能は、改良体と羽根の複合効果により、ストレート鋼管杭およびストレート鋼管杭と改良体を組み合わせたソイルセメント合成鋼管杭に比べて、大幅に改善されることを確認した。本載荷試験の条件において、本杭の鋼管軸部に生じる曲げモーメントは、ストレート鋼管杭に比べて、4 割程度に低減されることが分かった。
- d) 本杭の水平支持力性能は改良径に依存し、改良径を大きくすればするほど向上することが明らかになった。
- e) 水平載荷試験より得られた本杭の複合効果は、地表面変位 10mm 時の実測値より水平地盤反力係数 k_h を逆算した実測 k_h と設計 k_{h0} の比率を複合効果による割増率とすると、変位量に関する割増率は 4 以上、曲げモーメントに関する割増率は 18 以上であることが分かった。
- f) 13 現場 20 例の鉛直載荷試験結果をもとに、支持力評価のための検証を行った結果、周面摩擦力度および先端支持力度と各土質の地盤定数との間に関係が認められた。これらの関係について、安全性指標を用いた検証を実施し、変動係数 $V_s=0.1\sim0.5$ の範囲において、安全であることを確認し、許容鉛直支持力の算定式を提案した。

第4章 杭体の室内模型実験とその数値解析

4.1 概説

第3章では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の支持力性能は、ソイルセメントと羽根付き鋼管の複合効果により、羽根付き鋼管単体に比べて大幅に向上することが分かった。また、杭頭の鉛直支持力は、改良径を大きくすればするほど増大することが分かった。このソイルセメントと羽根付き鋼管の複合効果には、羽根付き鋼管が有する羽根が大きく寄与しており、鉛直支持力を発揮する上で大変重要な役割を果たしていると考えられる。しかし、羽根の効果が複合効果に与える影響については、これまで原位置における鉛直載荷試験でも検証されておらず、十分に明らかにされていない。そこで本章では、杭体だけを対象とした室内模型実験と模型実験に対する3次元弾性有限要素解析を実施した。ソイルセメントと羽根付き鋼管を組み合わせたものを杭体、また杭体の一体化の度合を杭体の一体性と定義する。図4-1に検証を実施する対象領域と検証方法を示す。模型実験は、羽根付き鋼管が有する羽根が杭体の一体性に与える影響について検証するため、杭体の中間部を対象領域として実施する。一方、数値解析は、羽根が鋼管からの鉛直荷重をソイルセメントへ伝達するメカニズムを把握するため、杭体の全体を対象領域として実施する。模型実験に対する適用性を確認し、実物大スケールの3次元弾性有限要素解析を実施し、各設計荷重時に各羽根が負担する荷重の割合や、ソイルセメント内部に発生する応力や変位の分布を検証し、羽根の支圧効果や羽根からソイルセメントへの応力伝達の状況を考察する。さらに、羽根の取り付け間隔の違いが杭体の支持力性能に与える影響を検証した。本章では、ソイルセメントと羽根付き鋼管の複合効果をより明確に把握するため、杭体の周辺に地盤を設けることなく、杭体のみを対象として検証を実施する。また、5章では本章で確立した杭体モデ

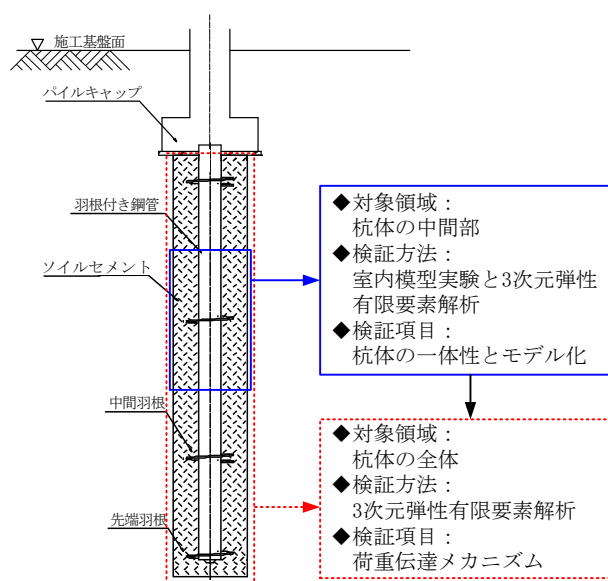


図 4-1 検証を実施する対象領域と方法

ルの周辺に地盤を設けた 3 次元弾塑性有限要素解析および土－水連成弾塑性有限要素解析を実施し、杭体から周辺地盤への荷重伝達機構や長期的な圧密特性を検証する．以下，4.2 節，4.3 節で模型実験の概要とその結果を述べる．さらに，4.4 節で模型実験を対象とした数値解析とその結果について述べる．

4.2 模型実験の概要

4.2.1 対象領域

模型実験では，ソイルセメントと羽根付き鋼管の複合効果をより明確に把握するため，杭体の周辺に地盤を設けることなく，杭体のみを対象とする．また，図 4-1 に示すように，模型実験において対象とする領域は，杭中間部とする．中間部とした理由は，杭体の一体化やソイルセメントへの荷重伝達には，中間部の羽根が特に大きく寄与していると考えられるためである．さらに，問題をより単純化するため，中間部の羽根の 1 枚を対象とした．

4.2.2 実験条件

(1) 試験体の構成

図 4-2 に杭中間部を対象とした試験体の概要図を示す．試験体は，羽根付き鋼管とソイルセメント，鋼製モールド管から構成されている．鋼管の内側には，鋼管の軸力分布の検証を目的に，ひずみゲージを貼付した．試験体は，厚さ 0.28mm，直径 100 mm，高さ 200 mm のコンクリート供試体作成用の鋼製モールド管に加工を施したものに，鋼管を固定した後，ソイルセメントを打設して製作した．鋼製モールド管は試験体製作後も脱型せず，鋼製モールド管で拘束された状態で実験を実施した．側方を拘束すると，側方を拘束しない場合に比べて大きな抵抗が発揮されることに注意が必要である．そこで鋼製モールド管の拘束圧が実際の地盤中での条件と比べてどういう関係にあるかを把握するため，4.4.3 にて，模型実験に対する数値解析から鋼製モールド管がソイルセメント周面に与える拘束圧を推測する．

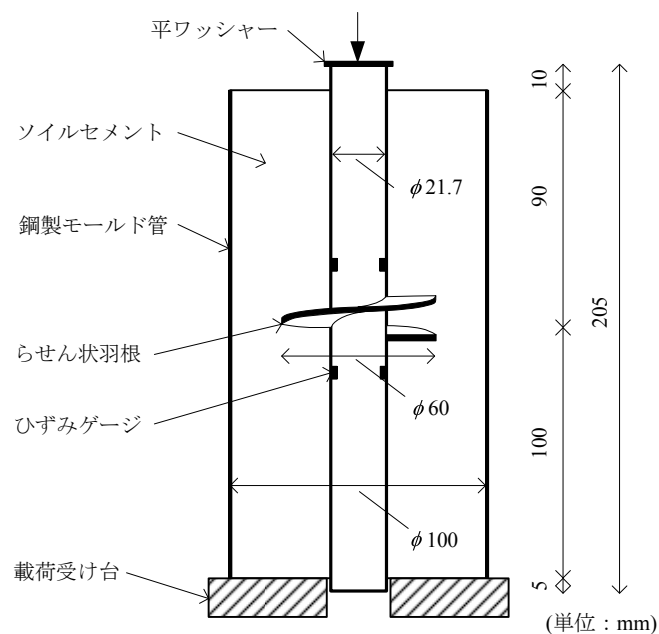


図 4-2 試験体の概要図

表 4-1 に試験体の寸法を示す。試験体の大きさは、実物大の 1/10 スケールとして設定し、鋼管径は $\phi 21.7$ mm，羽根径は $\phi 60$ mm，改良径は $\phi 100$ mm とした。鋼管径に対する羽根径の比は、およそ 2.8 である。ただし、鋼管と羽根の厚みは、1/10 スケールより厚いものを使用した。これは、実設計では、設計荷重を満足するように、鋼管厚や羽根厚が設定されているのに対し、模型実験では、ソイルセメントと羽根付き鋼管の複合効果をより明確に把握するため、羽根がソイルセメントのせん断破壊よりも前に塑性変形しない仕様としたためである。

表 4-1 試験体の寸法

	鋼管径 (mm)	羽根径 (mm)	改良径 (mm)	鋼管厚 (mm)	羽根厚 (mm)
実物大	216.3	600	1000	8.2	9.0
実 験	21.7	60	100	1.7	3.2
スケール	約 1/10	1/10	1/10	約 2.1/10	約 3.6/10

(2) 実験条件と測定項目

模型実験では、鋼管の杭頭に荷重を載荷するため、剛性試験機を使用する。写真 4-1 に押し抜き試験の状況を示す。試験体の頭部は、図 4-2 に示すように、鋼管がソイルセメント天端からおよそ 10 mm 突出しており、この鋼管の頭部に荷重を載荷する。鋼管の頭部への載荷は、試験体の下にドーナツ状の載荷受け台を設置し、杭をソイルセメントから押し抜くような形で、実施する。測定項目は、載荷荷重、杭頭の変位量、鋼管に貼付したひずみゲージのひずみ値とし、各値とも測定間隔は毎秒 1 回とした。載荷速度は 1 mm/min とし、載荷は杭頭変位量がおおよそ 8 mm に達した時点で終了した。



写真 4-1 剛性試験状況

(3) 試験体の製作

写真 4-2 に試験体の作成手順を示す試験体は、つぎの手順で作成した。まず、①鋼製モールド管に脱型を容易に行うためグリスを塗った塩ビ板を固定する。つぎに、②杭先端側の鋼管に防水用粘着剤を貼付する。③鋼管を鋼製モールド管の中央に位置するようにスペーサーを用いて設置し、テープで固定する。そして、④所定の配合比で作成したソイルセメントのペーストを鋼管の周りに充填する。⑤ソイルセメントの表面がある程度硬化した後、端面処理を行い、⑥試験体を水中で 14 日間養生する。



(a) 塩ビ板の設置



(b) 防水用粘着材の貼付



(c) 杭先端の固定



(d) 改良体の充填



(e) 端面処理



(f) 水中養生

写真 4-2 一軸圧縮試験状況

4.2.3 試験に用いた羽根付き鋼管とソイルセメント

(1) 羽根付き鋼管

模型実験で使用する鋼管および羽根の材質は、実物大で使用している材質と同じものを使用した。鋼管の材質は一般構造用炭素鋼管STK400、羽根は一般構造用圧延鋼材SS400を使用した。これは、鋼管および羽根とソイルセメントの境界の付着力を実物大と同等に表現するためである。羽根の鋼管への接合も実物大と同様、溶接によって接合した。

図 4-3に模型実験に使用する鋼管の種類の一覧を示す。鋼管はCase-1～Case-3の3種類とした。Case-3は、ソイルセメント羽根付き鋼管杭を再現したらせん状羽根付き鋼管であり、その比較対象として、羽根を有さないストレート鋼管であるCase-1、平らな羽根を有しているフラット羽根付き鋼管であるCase-2を用意した。Case-3はらせん状羽根を有するソイルセメント羽根付き鋼管杭の複合効果を検証するため、Case-1は羽根の有無が杭体の一体性に与える影響を検証するために使用する。また、Case-2は羽根の形状がソイルセメント羽根付き鋼管杭の支持力性能に与える影響を検証する以外に、数値解析で用いるモデルをより簡略化するため、らせん状羽根をフラット羽根と仮定する際の影響を検証するため使用する。

図 4-3にひずみゲージの深度方向の貼付位置を示す。ひずみゲージは、羽根の有無や形状が軸力分布に与える影響を確認するため、Case-1～Case-3に貼付した。Case-2およびCase-3は、羽根の上下の鋼管内側に1断面2枚貼付した。また、Case-1は、Case-2およびCase-3と同じ位置に貼付した。ひずみゲージは、鋼管内側しかも中央部に貼付する必要があったため、貼付作業は、図 4-3に示すように、杭先端から76 mmの位置で鋼管を切断し、実施した。貼付後、切断箇所は化学反応系接着剤を用いて接着した。ひずみゲージを貼付した鋼管はキャリブレーションを実施し、適切に貼付されていることを確認した。写真 4-3にひずみゲージの貼付とキャリブレーションの実施状況を示す。

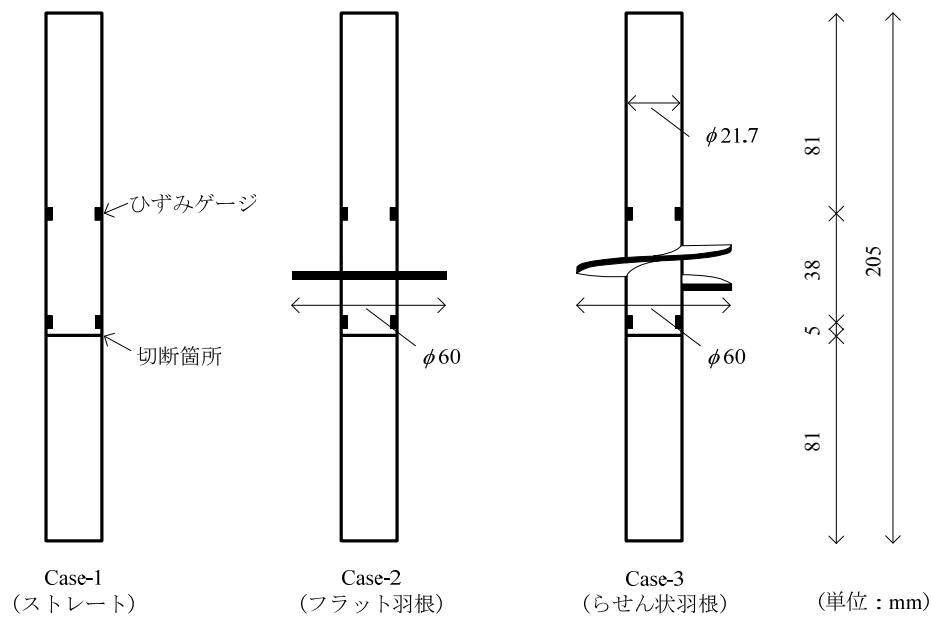
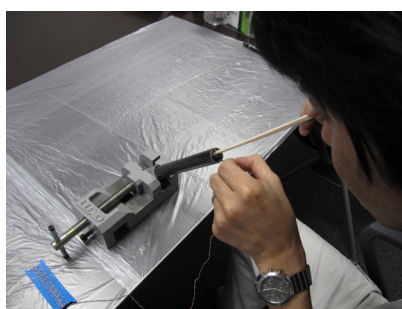
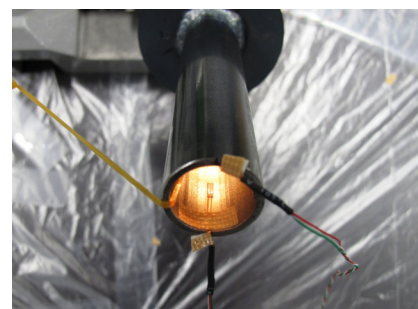


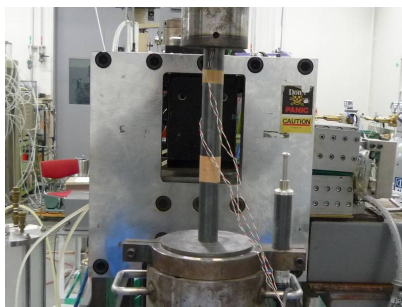
図 4-3 試験体の概要図



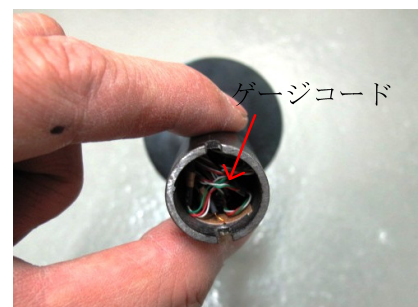
(a) ひずみゲージの貼付作業



(b) ひずみゲージの貼付状況



(c) キャリブレーション



(d) ゲージコードの収納

写真 4-3 ひずみゲージの貼付とキャリブレーションの実施状況

(2) ソイルセメント

ソイルセメントの種類は、配合を変化させ、一軸圧縮強さ q_u でおよそ450 kPa, 2200 kPa, 5600 kPaの3種類とした。表 4-2にソイルセメントの配合比を示す。ソイルセメントは、早強セメント、カオリン、水道水から作成した。一軸圧縮強さ $q_u=450$ kPaの試験体は、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の実設計で定めるソイルセメントの一軸圧縮強さの範囲内の一軸圧縮強さを有する試験体として使用する。また、 $q_u=5600$ kPaは、ソイルセメント羽根付き鋼管杭を実現場で施工した際に発現する最大の一軸圧縮強さがおよそ $q_u=5000$ kPaであることから、その値を有する試験体を使用する。 $q_u=2200$ kPaは、450 kPaと5600 kPaの中間の値の試験体として使用する。一軸圧縮強さ450 kPaの試験体は、ソイルセメントと羽根付き鋼管の複合効果を検討するために使用する。 $q_u=2200$ kPaおよび5600 kPaは、ソイルセメントの一軸圧縮強さがソイルセメント羽根付き鋼管杭の鉛直支持力性能に与える影響を検討する際に使用する。

表 4-3に模型実験で使用するソイルセメントの材料定数を示す。ソイルセメントの材料定数は、模型実験に使用する試験体を作製する際に、直径50 mm、高さ100 mmの物性値確認用試験体を同時に作製し、通常の一軸圧縮試験を実施して求めた。ポアソン比は、物性値確認用試験体の中央部に2枚貼付した2軸のひずみゲージから求めた。

表 4-2 ソイルセメントの配合比

一軸圧縮強さ (kPa)	配合比		
	水	カオリン	セメント
450	1.00	1.25	0.22
2200	1.00	1.25	0.41
5600	1.00	1.25	0.61

表 4-3 ソイルセメントの材料定数

一軸圧縮強さ q_u (kPa)	弾性係数 E_{50} (kPa)	ポアソン比 ν	密度 $\rho(10^3\text{kg/m}^3)$
450	1.12×10^5	0.28	1.60
2200	6.69×10^5	0.23	1.68
5600	7.32×10^5	0.25	1.75

4.2.4 模型実験の載荷荷重と鉛直支持力

ソイルセメントの設計基準強度は、ソイルセメントが地盤から決まる極限支持力に至るまで破壊しないことを前提として決定する。よって、模型実験において載荷される荷重が、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の設計支持力のどの荷重レベルに相当するかを把握することは重要である。

ここで、実設計において、ソイルセメントの設計基準強度がどのように決定されるのかを説明する。まず、周辺地盤の地盤定数より、支持力算定式によって、地盤から決まる極限支持力を求める。式 4-2、式 4-3に第3章で得られた地盤から決まる周面部の極限支持力の算定式を示す。砂質土層の場合は式 4-2で求めた τ_s 、粘性土層の場合は式 4-3で求めた τ_c を用いる。次に、この支持力算定式によって得られたせん断力 τ が杭体内部の羽根位置に作用するものと考え、この τ によってソイルセメントが破壊しない強度を応力照査式から求め、設計基準強度として設定する。式 4-4～式 4-6に杭中間部のソイルセメントの設計基準強度の応力照査式を示す。基準強度は、式 4-5に示すせん断応力照査⁴⁰⁾と式 4-6に示す支圧応力照査の2種類の照査から、どちらか大きい値を設計基準強度として設定する。式 4-6の導出には、式 4-8と式 4-9を用いる⁴¹⁾。また、式 4-7に杭先端部の設計基準強度の算定式を示す。

$$P = \tau \times S \quad 4-1$$

$$\tau_s = 50 + 10\overline{N_s} \quad 4-2$$

$$\tau_c = 10 + 0.8\overline{q_u} \quad 4-3$$

$$Fc = \max(Fc_1, Fc_2) \quad 4-4$$

$$Fc_1 = 3 \times \tau \quad 4-5$$

$$Fc_2 = \frac{\tau \times L_w \times D \times \pi - R_f}{A_w} \times 1 / \sqrt{\frac{D_c^2 - D_0^2}{D^2 - D_0^2}} \quad 4-6$$

$$Fcp = q_d / \sqrt{\frac{A_c}{A_p}} \quad 4-7$$

$$f_n \geq \sigma = \frac{R - R_f}{A_w} \quad 4-8$$

$$f_n = Fc_2 \times \sqrt{\frac{D_c^2 - D_0^2}{D^2 - D_0^2}} \quad 4-9$$

ここに、

P : 杭体から決まる周面部の極限支持力(kN)

τ : 羽根径位置での周面摩擦力度(kPa)

S : 羽根の直径を外径とする円筒面上の周面積(m²)

τ_s : 砂質土層の周面摩擦力度(kPa)

$\overline{N_s}$: 砂質土層の平均周面N値

ただし、 $\overline{N_s} \leq 22.5$

τ_c : 粘性土層の周面摩擦力度(kPa)

$\overline{q_u}$: 粘性土層の一軸圧縮強さの平均値(kPa)

ただし、 $\overline{q_u} \leq 200$

Fc : 杭中間部のソイルセメントの設計基準強度(kPa)

- F_{c1} : せん断応力照査により決まる必要強度(kPa)
 F_{c2} : 支圧応力照査により決まる必要強度(kPa)
 F_{cp} : 杭先端部のソイルセメントの設計基準強度(kPa)
 q_d : 先端支持力度 ($=250 \times \bar{N}$)
 \bar{N} : 先端付近地盤の平均N値
 A_c : ソイルセメントの断面積(m²)
 A_p : 羽根の投影面積(m²)
 D : 羽根径(m)
 D_0 : 鋼管径(m)
 D_c : ソイルセメントの直径(m)
 L_w : 羽根間隔(m)
 f_n : ソイルセメントの支圧強度(kPa)
 σ : ソイルセメントに生じる支圧応力(kPa)
 R : 羽根間隔 L_w で発生するせん断力(kN)
 R_f : 鋼管とソイルセメントとの付着力(kN)
 A_w : 羽根面積(m²)

また、図 4-4 に各式の説明を補足した図を示す。

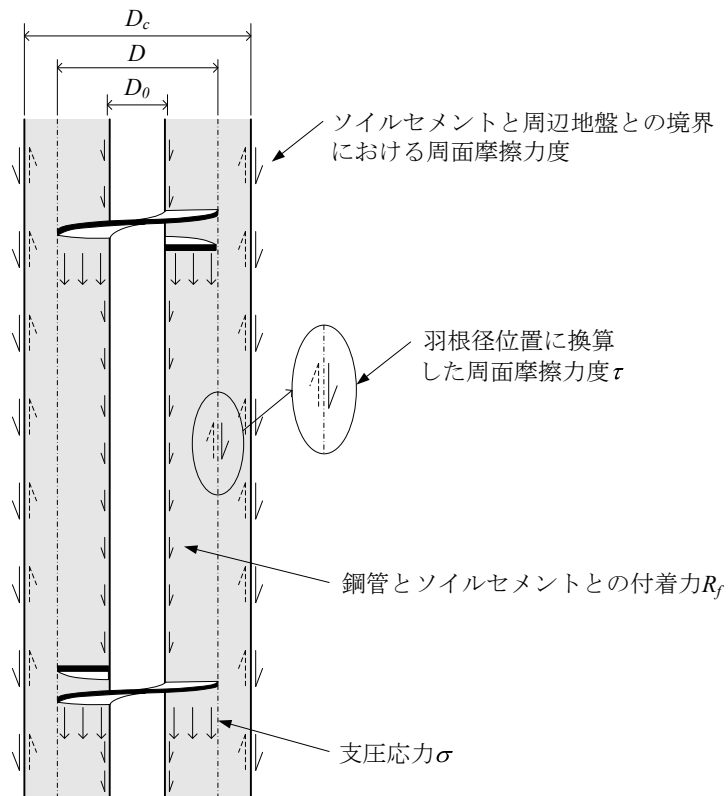


図 4-4 各部に作用する応力の説明図

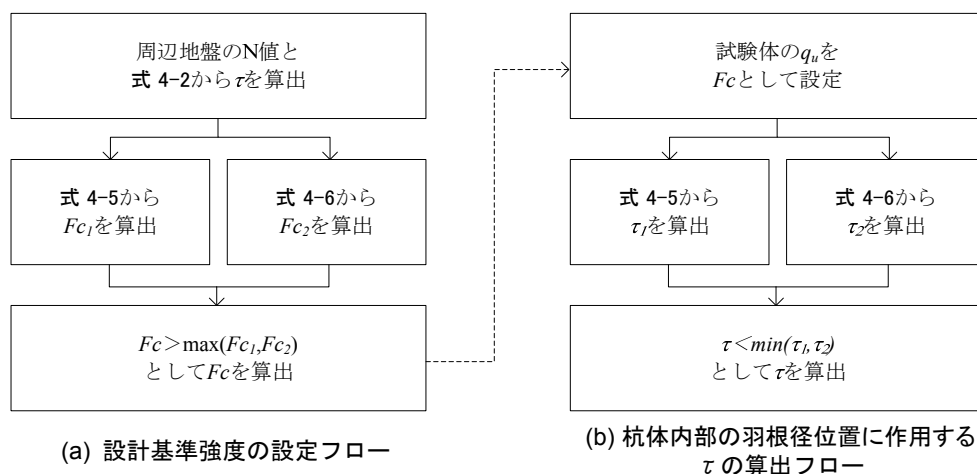


図 4-5 設計基準強度の設定フローと試験体の極限支持力の算出フロー

図 4-5に、模型実験で使用する試験体の極限支持力の算定に関するフロー図を示す。ソイルセメントの設計基準強度は、通常、地盤定数より地盤から決まる周面摩擦力度を算出し、その支持力を満足する強度として設定される。しかし、模型実験では、周辺地盤を設けていないため、地盤条件から周面摩擦力度を決定することはできない。そこで、模型実験で使用したソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u を設計基準強度とし、その設計基準強度から杭体の極限支持力を逆算して求めた。

表 4-4 に各ソイルセメントの杭体から決まる周面部の極限支持力 P の算定結果を示す。周面摩擦力度 τ は砂質土層の摩擦力度 τ_s を採用した。これは、算出される摩擦力度が、地盤定数の上限値から比較して、砂質土層のほうがより大きくなるためである。周辺地盤の破壊と杭体の破壊を比較するため、より条件の厳しい砂質土で議論する。砂質土層の周面摩擦力度 τ_s の上限値は、周面 N 値の上限値が 22 であるため、式 4-2 より 270 kPa となる。一軸圧縮強さ 2200, 5600 kPa の計算から求められた τ は上限値を超えるため、設定する τ_s は 270 kPa とした。ここで、一軸圧縮強さ $q_u=450$ kPa を例に算出方法を説明する。まず、杭中間部のソイルセメントの設計基準強度を $F_c=450$ kPa と設定し、式 4-5、式 4-6 および $\min(\tau_1, \tau_2)$ の条件から周面摩擦力度 τ を算出する。ここで、式 4-6 の各値は、ソイルセメントの直径を $D_c=0.1$ m、羽根径を $D=0.06$ m、鋼管径を $D_0=0.0217$ m、羽根間隔を $L_w=0.2$ m、羽根面積を $A_w=0.0025$ m² とする。また、鋼管とソイルセメントの付着力 R_f は、Case-1 の模型実験の結果を参照し、 $R_f=0.63$ kN とする。つまり、鋼管とソイルセメントの間の付着が切れた際の載荷荷重である 0.6 kN(表 -6)から付着面積で除して付着力度(46.2 kPa)を求め、羽根間隔 L_w の間での R_f として算出した。以上から、周面摩擦力度 τ は、式(5)より $\tau_1=150$ kPa、式(6)より $\tau_2=68$ kPa となる。よって、 $\tau < \min(\tau_1, \tau_2)$ の条件から $\tau < 68$ kPa となり、 $\tau_s=60$ kPa とした。そして、式 4-2 から周面 N 値を、式 4-1 から杭体から決まる周面部の極限支持力 P を算出する。式 4-1 の羽根の直径を外径とする円筒面上の周面積 S は、羽根の直径(0.06 m)× π ×ソイルセメント長さ(0.19 m)として算出した。

表 4-4 杭体から決まる周面部の極限支持力 P の算定方法

q_u (kPa)	F_c (kPa)	τ_s (kPa)	周面 N 値	P (kN)
450	450	60	1	2.2
2200	2200	270	22	9.7
5600	5600	270	22	9.7

4.3 模型実験の結果

4.3.1 鉛直支持力性能

(1) 荷重と変位の関係

図 4-6 に荷重と変位の関係を示す。図中には、各 q_u の杭体の極限支持力も併せて示す。また、図 4-7 に傾向に関する考察を示す。各ケースにおいて、初期の勾配と降伏点が存在する。Case-1 の降伏点では、降伏の後急激に荷重が減少して一定値に収束していく。これは、降伏点において鋼管とソイルセメントの間の付着が切れたものと考えられる。一方、Case-2 および Case-3 は、降伏の後も初期勾配よりは緩やかな勾配で荷重が増加していく。これは降伏点を境にして、鋼管とソイルセメントの間の付着と羽根の底面支圧による初期の剛性から、すべりが発生したり、羽根下の改良体の破壊により、低い剛性に移行したものと推測される。初期の勾配と同じ勾配で挙動している範囲、この範囲が鋼管とソイルセメントの間の付着切れや、羽根下の改良体の破壊が生じない範囲と推定し、この範囲を羽根付き鋼管とソイルセメントが一体となって挙動している範囲と推測する。この降伏に至るまでの初期の勾配は、杭体の剛性を表しているものと考えられる。この初期勾配の傾きを初期剛性と定義して、杭体の一体性を評価する。また、特に降伏後の支圧抵抗はソイルセメントが鋼製モールド管で拘束されているために発揮されているものと考えられる。

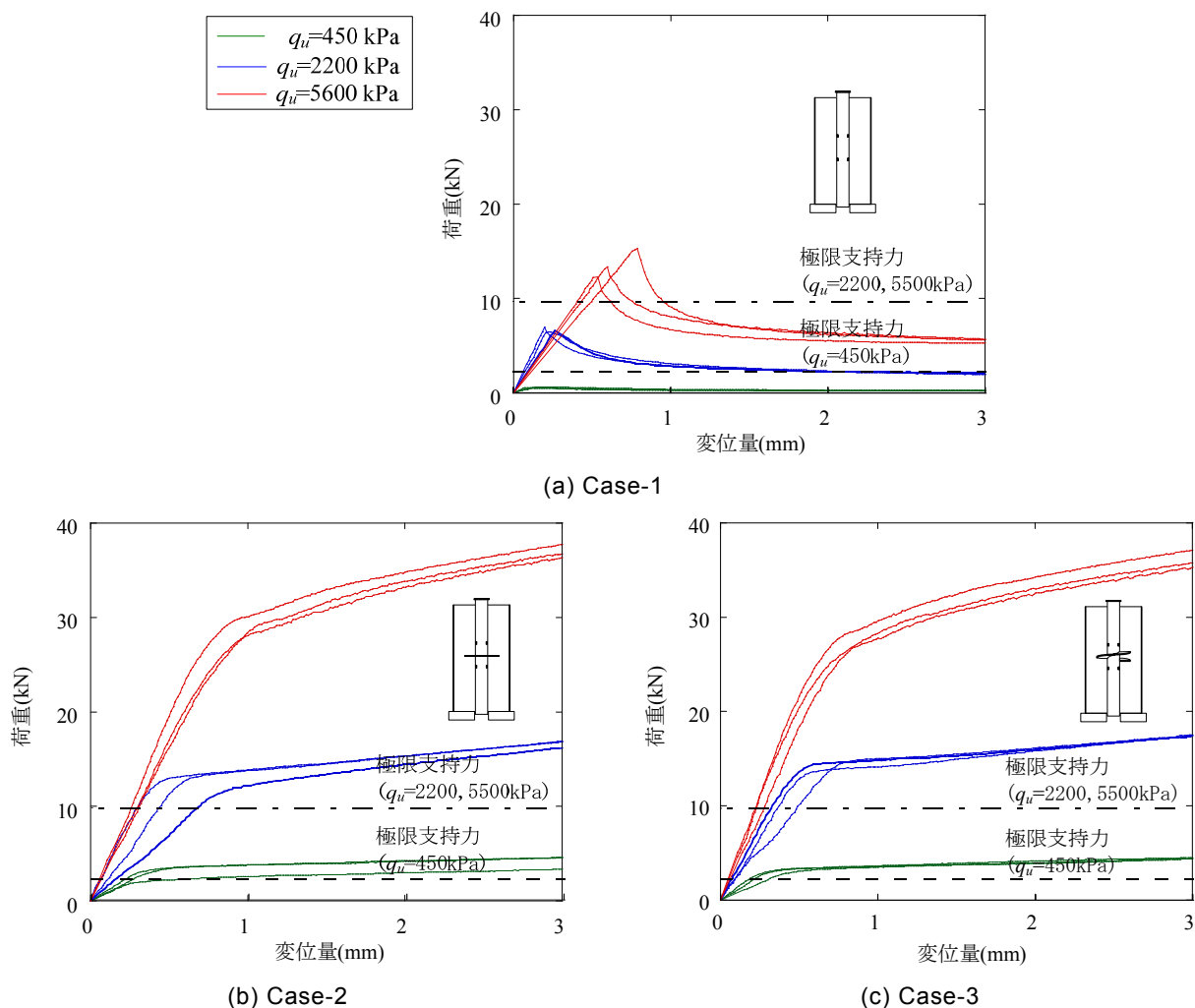


図 4-6 荷重と変位の関係

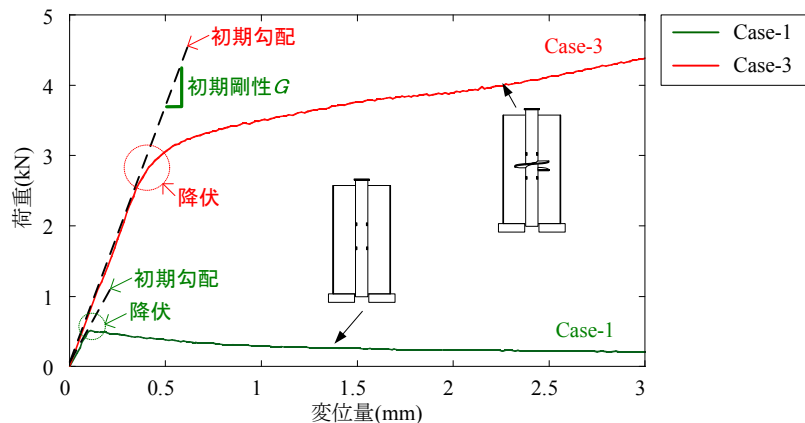


図 4-7 荷重と変位の関係の傾向に関する考察

(2) 軸力分布

図 4-8にソイルセメントの一軸圧縮強さが, $q_u=450$ kPaの軸力分布を示す. 杭頭の載荷荷重は, Case-1は降伏荷重の90%荷重時とし, Case-2, 3の長期荷重および短期荷重は長期および短期許容鉛直支持力の値, 極限荷重は極限支持力の値とした. ここで, 極限支持力は表 4-4で示した杭体の極限支持力 $P=2.2$ kNであり, 長期許容鉛直支持力は極限支持力の3分の1, 短期許容鉛直支持力は長期許容鉛直支持力の2倍として求めた⁴²⁾.

杭頭の軸力は載荷荷重から, 杭中間部はひずみ値から計算し, 杭先端は反力がないため0 kNと仮定した. Case-1では, ほぼ直線の形状となっていることから, 周面摩擦力が各位置で均等に働いていることが分かる. また, Case-2, Case-3では荷重の小さい長期では羽根の効果は小さく, 短期, 極限と荷重レベルが増大するに従って羽根の効果による軸力減少量が大きくなっている. これは, 杭頭荷重が小さい段階では, 鋼管とソイルセメントの摩擦力が大きく寄与し, 羽根に伝わる荷重が小さく, 杭頭荷重が増加するに従って, 鋼管周面で次第に付着が切れて, 羽根に伝わる荷重が増加していくためだと考えられる.

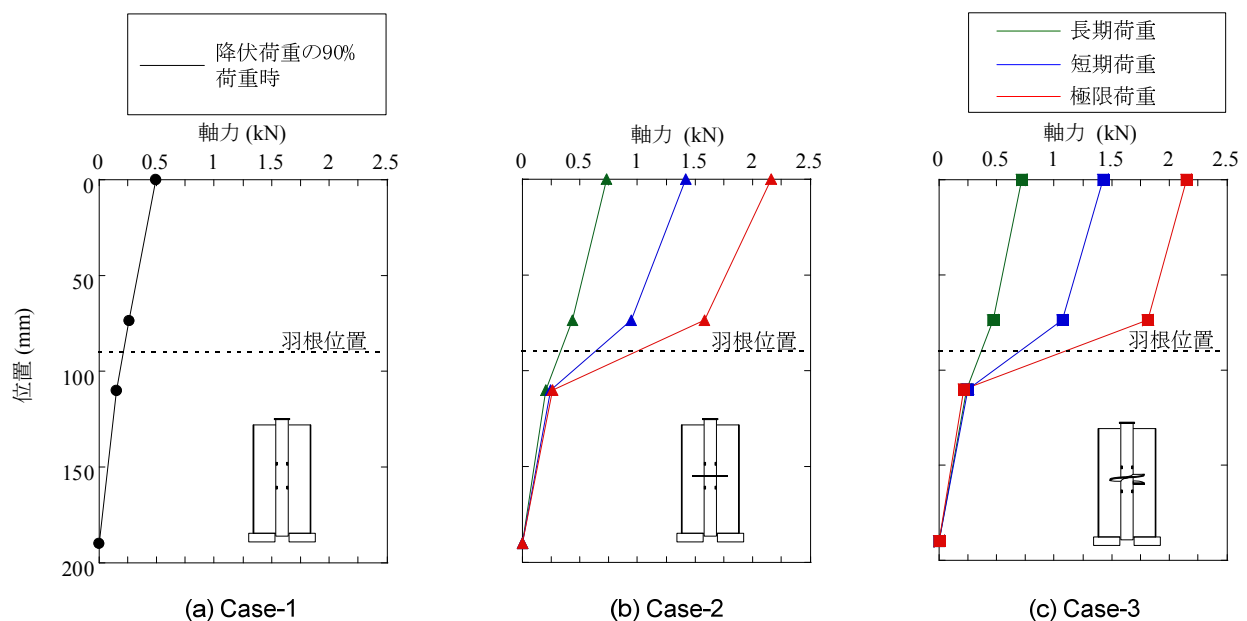


図 4-8 軸力分布 ($q_u=450$ kPa, Case-1:降伏荷重の 90 %荷重時, Case-2 および Case-3:各許容鉛直支持力に相当する荷重)

4.3.2 羽根の有無が杭体の一体性に与える影響

ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、羽根付き鋼管とソイルセメントが一体となって挙動するほど高い支持力性能が期待されるが、この一体性には羽根の有無が大きく寄与していると考えられる。

そのためここでは、ソイルセメントの一軸圧縮強さ450 kPaにおいて、羽根を有していないCase-1とらせん状羽根を有しているCase-3の実験結果を比較し、羽根の有無が杭体の一体性に与える影響について検証する。

(1) 降伏荷重

表 4-5 に Case-1 および Case-3 の降伏荷重の平均値を、図 4-9 に一軸圧縮強さが、 $q_u=450$ kPa の荷重と変位の関係を示す。グラフは、各ケース毎に3データがあるが、降伏荷重の平均値に最も近い1データのみを示した。式 4-4～式 4-6 の応力照査式により得られるソイルセメント設計基準強度は、ソイルセメントが地盤から決まる極限支持力に至るまで破壊しないことを前提として決定している。この前提条件を確認することを目的に、模型実験から得られた関係とソイルセメント羽根付き鋼管杭のソイルセメントの破壊メカニズムから決まる杭体の極限支持力 P を比較したグラフを図 4-9 に示す。羽根の有さない Case-1 の降伏荷重はおよそ 0.6 kN であり、ソイルセメントの破壊メカニズムから決まる極限支持力である 2.8 kN を大きく下回っている。一方、羽根を有する Case-3 の降伏荷重はおよそ 2.8 kN であり、杭体の極限支持力を上回っている。つまり、杭体の極限支持力は、Case-3 において杭体が一体となって挙動していると仮定する範囲内に存在している。よって、ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、地盤から決まる設計支持力の範囲内で一体性を失うことは無いことが推測される。

表 4-5 各ケースの降伏荷重の平均値

一軸圧縮強さ (kPa)	降伏荷重の平均値(kN)		
	Case-1	Case-2	Case-3
450	0.6	3.1	2.8
2200	6.7	11.5	13.6
5600	13.7	26.2	23.7

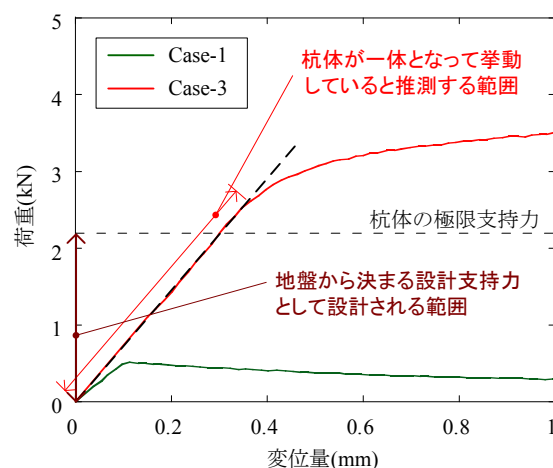


図 4-9 荷重と変位量の関係 ($q_u=450$ kPa)

(2) 初期剛性

図 4-10 に各ケースの初期剛性を示す。グラフは、各ケース毎のデータと、その平均値の両方を示した。羽根を有する Case-3 の初期剛性の平均値は 10.2 kN/mm であり、羽根を有さない Case-1 の平均値 5.9 kN/mm に比較して、およそ 1.7 倍の性能を発揮している。これは、羽根の支圧効果が寄与しているものであり、羽根を有することで、杭体の一体性が大きく向上することが明らかとなった。

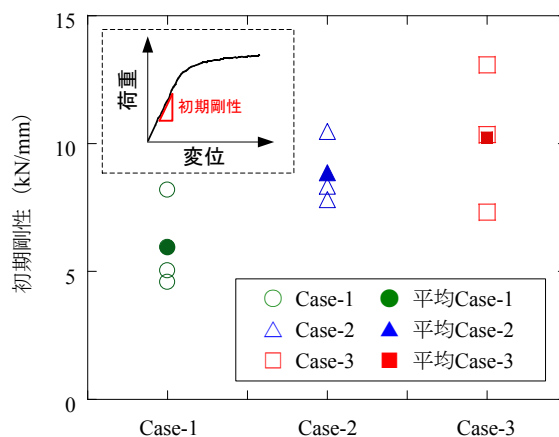


図 4-10 初期剛性 ($q_u=450\text{kPa}$)

4.3.3 羽根形状の違いが鉛直支持力性能に与える影響

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の羽根形状は、羽根付き鋼管を回転埋設するため、らせん状であるが、その鉛直支持力性能はフラットである場合と比較して、どのように異なるのかを考察する。それによって、数値解析において、羽根付き鋼管をモデル化する際に、精密な表現が困難であるらせん状をフラットで表現した場合の影響を把握する。

ここでは、ソイルセメントの一軸圧縮強さ 450 kPa において、フラット羽根の Case-2 とらせん状羽根の Case-3 の実験結果を比較し、羽根形状の違いが杭体の鉛直支持力性能に与える影響を検証する。

Case-2 および Case-3 の降伏荷重の平均値は、表 4-5 より、Case-2 が 3.1 kN、Case-3 が 2.8 kN と、Case-2 の方が少し大きいですが、両ケースとも杭体の極限支持力 2.2 kN を大きく上回っており、その支持力性能は同程度であると考えられる。また、初期剛性の平均値は、図 4-10 より、Case-2 が 8.9 kN/mm、Case-3 が 10.2 kN/mm と、Case-3 の方が少し大きいですが、各データの結果のばらつきを考慮すると、両ケースの初期剛性は同程度であると考えられる。また、他の一軸圧縮強さのケースにおいても、表 4-5 および図 4-11 より、同様の傾向が見られる。以上より、数値解析において、羽根付き鋼管のらせん状羽根をフラット羽根として表現しても、問題ないことが明らかになった。

4.3.4 ソイルセメントの一軸圧縮強さが鉛直支持力性能に与える影響

ソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u が、450, 2200, 5600 kPaと大きくなるに従って、杭体の鉛直支持力性能にどのような影響を与えるかを、羽根を有していないCase-1とらせん状羽根を有しているCase-3の実験結果を比較することで検証する。 $q_u=5600$ kPaまでの傾向を検証したのは、実現場で施工した際に発現する最大の一軸圧縮強さがおおよそ $q_u=5000$ kPaであるためである。

図 4-11にソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u と初期剛性の関係を、図 4-12にせん断弾性係数との関係を示す。Case-3の初期剛性は、 q_u が大きくなるに従って上昇するが、Case-1の初期剛性は q_u が450 kPaから2200 kPaにかけては上昇するが、2200 kPaから5600 kPaの間のある q_u で上昇しなくなる。これから、羽根を有するCase-3の場合は q_u が大きくなるほど杭体の一体性も向上するが、羽根を有さないCase-1では q_u が大きくなっても一体性は向上しないということが言える。これは、羽根を有するCase-3は q_u が上昇すると羽根が受ける支圧抵抗も上昇し初期剛性も向上するが、Case-1では支圧部分がなく、Case-3と同様の効果が得られないためだと考えられる。Case-1が2200 kPaから5600 kPaの間のある q_u で上昇しなくなる要因として、図 4-12に示すように、ソイルセメントのせん断弾性係数 G_s が2200 kPaから5600 kPaの間のある q_u で上昇しなくなっていることが、影響を与えていると考えられる。

ここで、ソイルセメントのせん断弾性係数 G_s は、式 4-10から求めた。

$$G_s = \frac{E_{50}}{2(1+\nu)} \quad 4-10$$

ここに、

E_{50} : ソイルセメントの弾性係数

ν : ソイルセメントのポアソン比

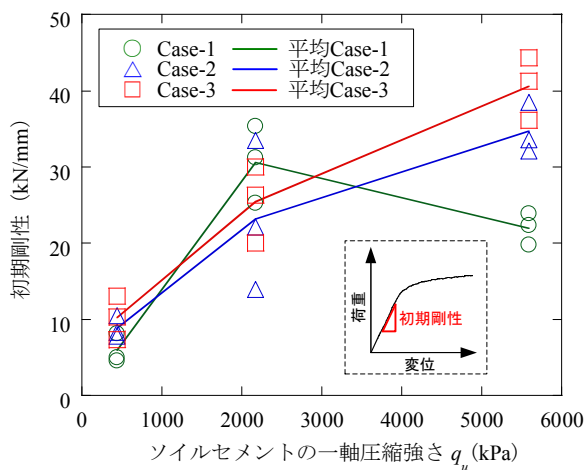


図 4-11 ソイルセメントの一軸圧縮強 q_u と初期剛性の関係

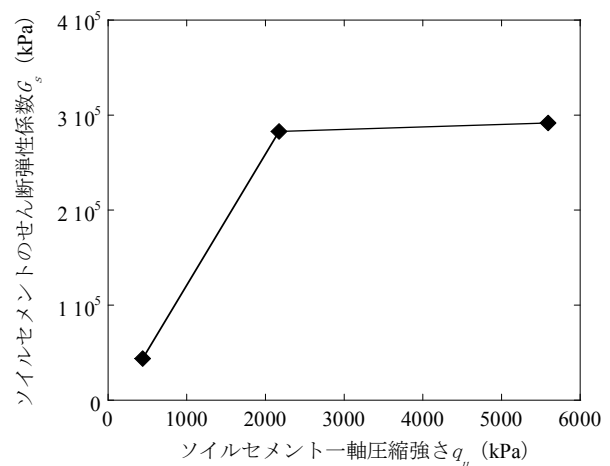


図 4-12 ソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u とせん断弾性係数の関係

4.4 模型実験を対象とした数値解析

ここでは、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体の荷重伝達メカニズムの把握を目的に、数値解析を用いた検討を行った。まず、杭体のモデル化を目的に模型実験に対する3次元弾性有限要素解析を実施した。解析を実施したソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u は、この杭の設計基準強度範囲内である $q_u=450$ kPaとした。つぎに、適用性を確認した解析モデルを用いて、杭体の全体を対象領域とした数値解析を実施し、羽根の支圧効果や羽根からソイルセメントへの荷重伝達の状況を明らかにした。さらに、羽根の取付け間隔が杭体の支持力性能に与える影響を検証し、羽根間隔の違いが各羽根の荷重分担や杭体の一体性に与える影響を明らかにした。

4.4.1 数値解析の概要

(1) 試験体のモデル化

図 4-13 に試験体のモデル化の概要を示す。羽根の形状は、簡略化を図るため、フラット羽根とした。これは、試験結果から、羽根形状がらせん状の Case-3 とフラットの Case-2 において、荷重変位関係や軸力分布に大きな差が見られなかったためである。羽根付き鋼管の鋼管本体と羽根、鋼製モールド管は、実験を忠実に表現するため、シェル要素を用いた。ソイルセメントはソリッド要素を使用してモデル化した。鋼管や鋼製モールド管とソイルセメントとの間には、それらの間のすべりを表現するために、薄く弾性係数が低いソリッド要素（以下、すべり要素）を挿入した。また、羽根上面とソイルセメントとの間にも、不連続性を考慮するため、すべり要素と同条件の要素を挿入した。境界条件は、鋼管およびソイルセメント外縁部は自由とし、底面はZ方向に固定とした。一方、鋼管およびすべり要素の先端部は、押し抜きを表現するため、Z方向に自由とした。載荷方法は、鋼管頭部の各節点に等分布荷重を与える荷重制御とした。

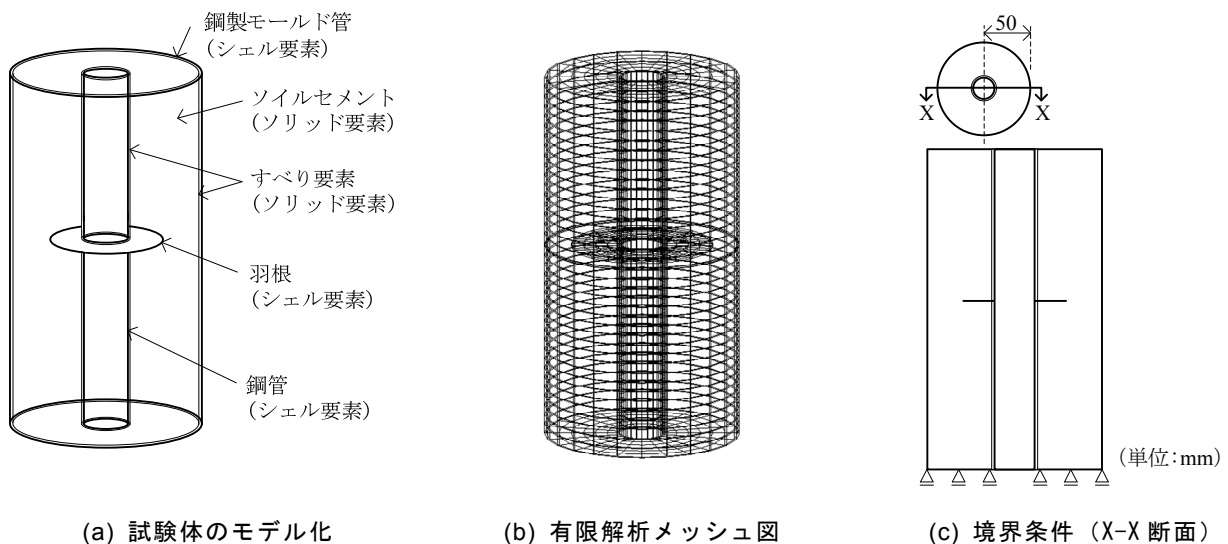


図 4-13 試験体のモデル化の概要

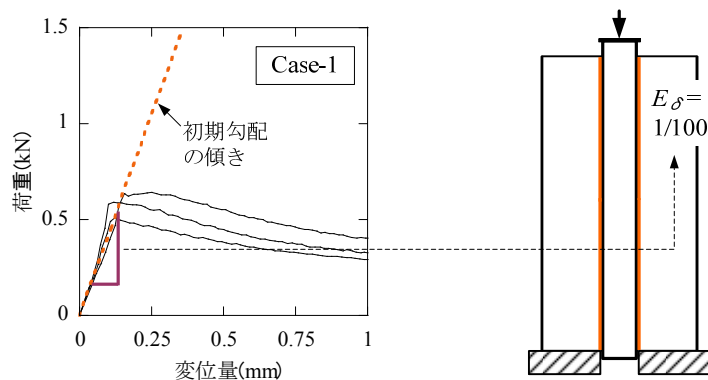
すべり要素の弾性係数は、軸力を表現するための弾性係数 E_N と、初期剛性を表現するための弾性係数 E_δ の2種類を使用した。これらの弾性係数は、 $q_u=450$ kPaのソイルセメントの弾性係数を基準に決定した。

Figure 4-14 consists of three diagrams illustrating the effect of axial force on the stiffness of a frame structure. Each diagram shows a two-story frame with columns labeled ① and ②. The top column (①) is subjected to a vertical load, and the bottom column (②) is subjected to a horizontal load. The diagrams show the resulting lateral displacement of the top joint.

- Long-term (長期):** The top column (①) is subjected to a vertical load of 0.7kN. The bottom column (②) is subjected to a horizontal load. The resulting lateral displacement of the top joint is 5%. The axial force in column ① is $E_N = 1/3 E_{sc}$.
- Short-term (短期):** The top column (①) is subjected to a vertical load of 1.5kN. The bottom column (②) is subjected to a horizontal load. The resulting lateral displacement of the top joint is 38%. The axial force in column ① is $E_N = 1/25 E_{sc}$.
- Limit (極限):** The top column (①) is subjected to a vertical load of 2.2kN. The bottom column (②) is subjected to a horizontal load. The resulting lateral displacement of the top joint is 52%. The axial force in column ① is $E_N = 1/50 E_{sc}$.

①: 図 4-14, ②: 図 4-15

(a) 軸力を表現するための弾性係数 E_N



(b) 初期剛性を表現するための弾性係数 E_s

図 4-14 すべり要素の弾性係数に関する概要図 ($q_u=450\text{kPa}$)

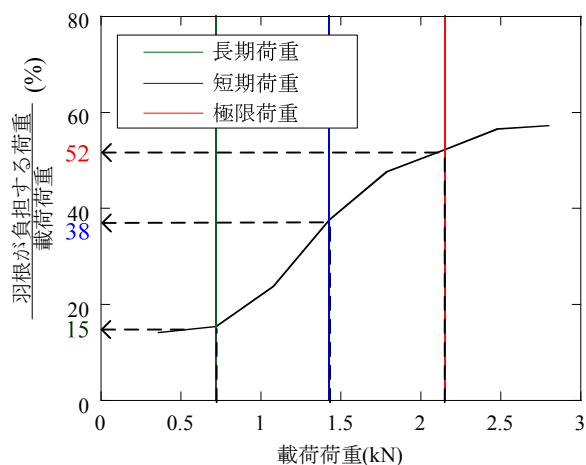


図 4-15 実測値から求める，載荷荷重と羽根の負担荷重の関係 ($q_u=450\text{kPa}$)

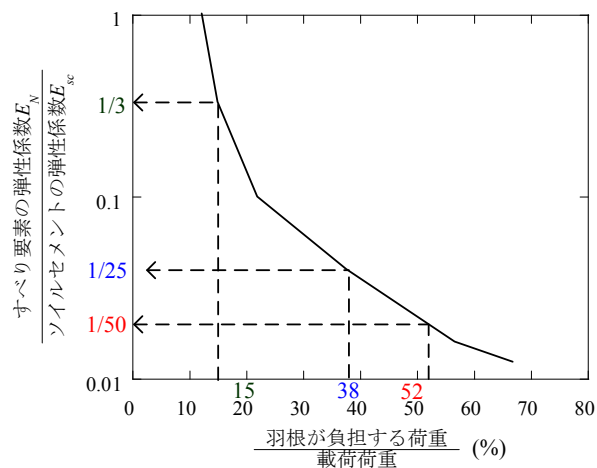


図 4-16 計算値から求める，弾性係数比と羽根の負担荷重の関係 ($q_u=450\text{kPa}$)

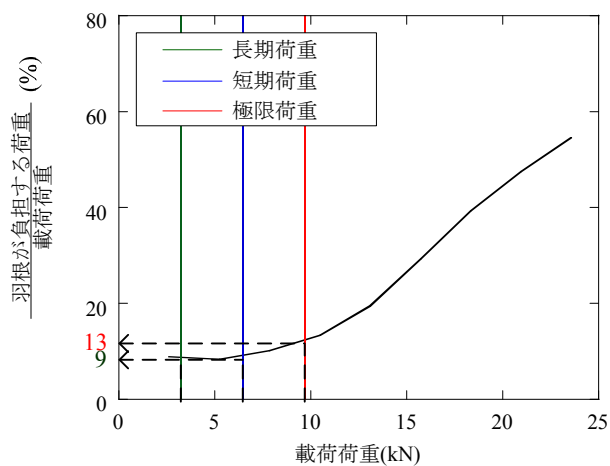


図 4-17 実測値から求める，載荷荷重と羽根の負担荷重の関係 ($q_u=5600\text{kPa}$)

表 4-6 にすべり要素の弾性係数 E_N , E_δ とソイルセメントの弾性係数 E_{sc} の比を示す. E_N は，長期はソイルセメントの弾性係数 E_{sc} の $1/3$ ，短期は $1/25$ ，極限は $1/50$ とし， E_δ は，各鉛直支持力に関わらず $1/100$ とした.

表 4-6 すべり要素の弾性係数 E_N , E とソイルセメントの E_{sc} の比

	鉛直荷重		
	長期	短期	極限
E_N / E_{sc}	1/3	1/25	1/50
E_δ / E_{sc}	1/100		

(3) 材料定数

表 4-7に解析で用いた材料定数を示す．試験体のモデルは各材料とも全て弾性体とした．弾性体とした理由は，①杭体の一体性の評価は，数値解析においても初期剛性 G を用いて評価するため，②数値解析の対象とする範囲が杭体の極限支持力までの範囲，つまり杭体が一体となって挙動していると推定される範囲であるためである．ソイルセメントの変形係数は，物性値確認用試験体による一軸圧縮試験によって得られた弾性係数 E_{50} の値を用いる．また，ポアソン比は，試験体に2軸のひずみゲージを貼付し，その縦ひずみと横ひずみの比から求めた．

表 4-7 解析で用いた材料定数

	鋼管・羽根	ソイルセメント
変形係数 E (kN/m ²)	2.06×10^8	1.12×10^5
密度 ρ (10 ³ kg/m ³)	7.85	1.60
ポアソン比 ν	0.30	0.28

4.4.2 解析モデルの適用性の検証

図 4-18に荷重と変位量の関係に対する解析結果を示す．実験値が3データあるのは，再現性を得るためにひとつの試験体種につき3体実施したためである．解析結果は，Case-1およびCase-3とも，すべり要素の設定により，実験値の初期勾配をほぼ表現することができた．

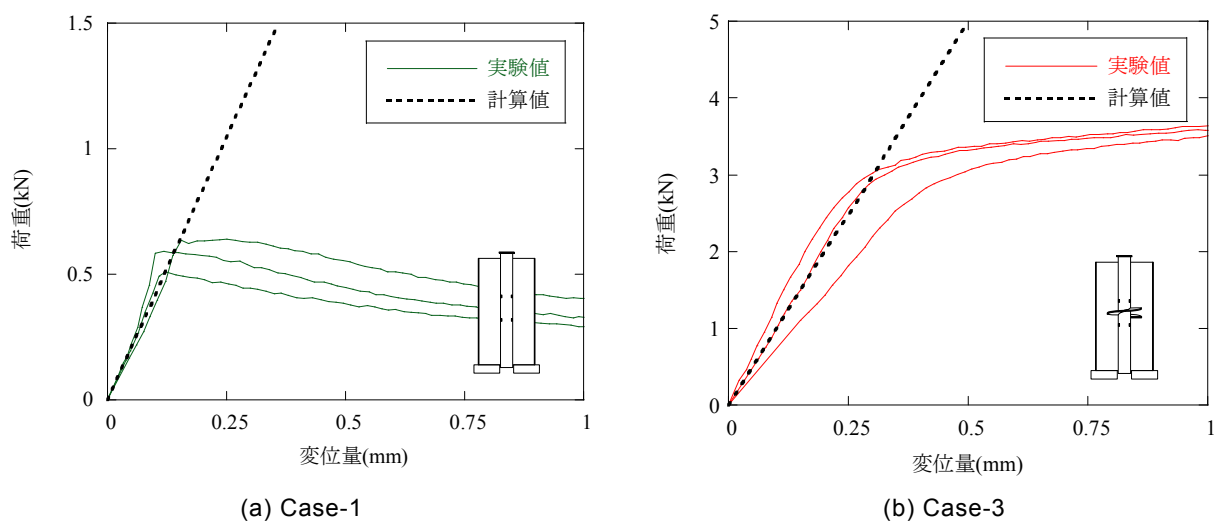


図 4-18 荷重と変位量の関係

図 4-19 に Case-3 の各鉛直荷重時の軸力分布に対する解析結果を示す。解析結果は、各鉛直荷重時とも、すべり要素の設定により、実験値の軸力分布をほぼ表現することができた。以上より、初期剛性および軸力分布において、模型実験を表現できたと言える。また、計算値の軸力分布は、羽根上下位置で軸力の乱れが発生している。これは、羽根がソイルセメントから受ける支圧抵抗により、鋼管と羽根の接合部分に曲げモーメントが集中するためである。

図 4-20 に極限荷重時の鋼管および羽根の変位量を示す。接合部の曲げモーメントの集中により、羽根直上は鋼管内側に、羽根下部は改良体側に変位し、同時に、羽根上下位置で、このような軸力の乱れが発生すると考えられる。

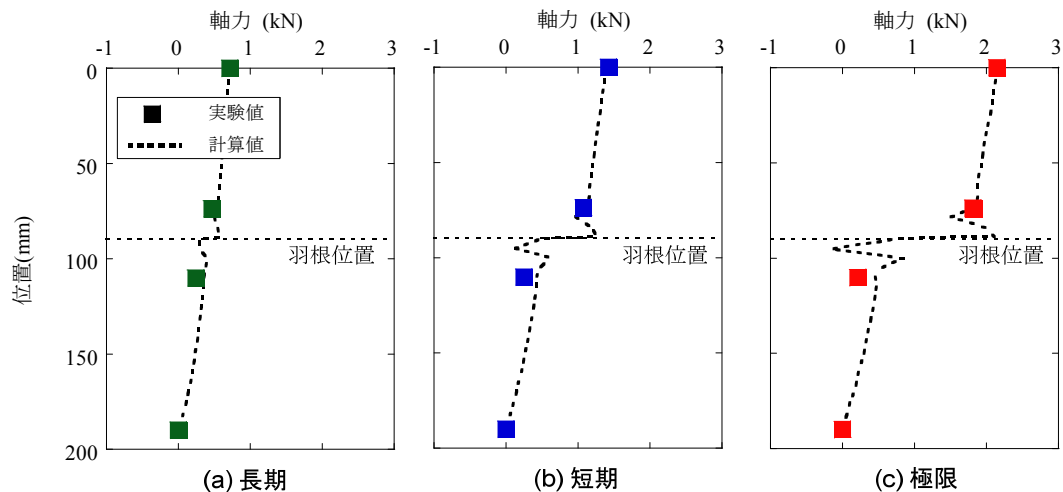


図 4-19 各鉛直荷重時の軸力分布 (Case-3)

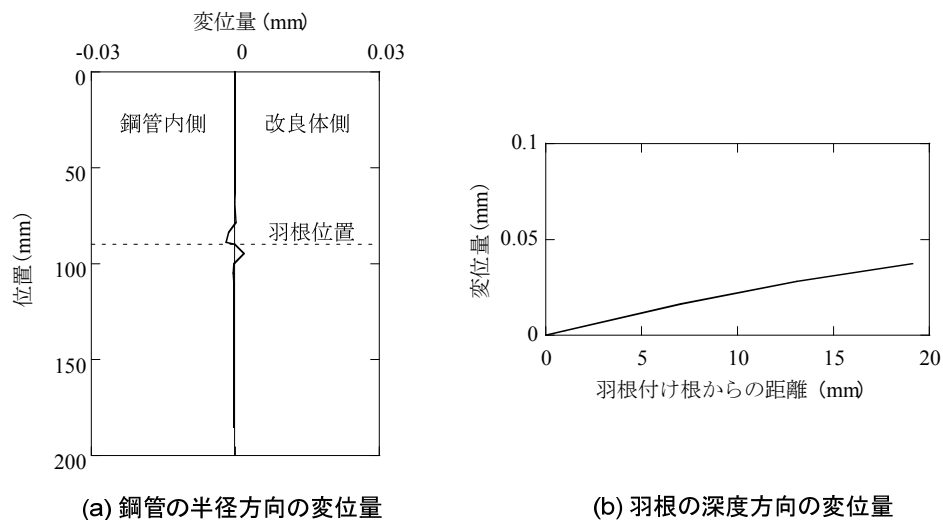


図 4-20 鋼管および羽根の変位量 (極限荷重時)

4.4.3 鋼製モールド管の拘束圧

ここでは解析モデルを用いて、模型実験における鋼製モールド管がソイルセメントに与える拘束圧を算出し、実地盤による拘束圧とどのような関係にあるかを把握する。図 4-21 に極限荷重時の鋼製モールド管の半径方向の変位量と拘束圧の深度方向における分布を示す。拘束圧は、鋼製モールド管をモデル化したシェル要素の周方向応力 σ_m から式 4-11 を用いて算出⁴³⁾した結果、最大の拘束圧はおよそ 50 kPa であった。この拘束圧をソイルセメント外周に作用する地盤の拘束圧 σ_h と仮定し、式 4-12 を用いて推定した結果、鋼製モールド管による拘束圧はおよそ 5.6 m の地盤深度に相当することが確認できた。

$$\sigma_3 = \sigma_m \times 2t/d \quad 4-11$$

$$\sigma_h = K_0 \times \gamma_t \times z \quad 4-12$$

ここに、

σ_3 : 鋼製モールド管による拘束圧 (kPa)

σ_m : モールド管の周方向応力 (kPa)

t : モールド管の厚さ (0.28mm)

d : モールド管の直径 (100mm)

σ_h : ソイルセメント外周に作用する地盤の拘束圧(kPa)

K_0 : 静止土圧係数 (0.5と仮定)

γ_t : 土の単位体積重量 (18kN/m³と仮定)

z : 地盤深度

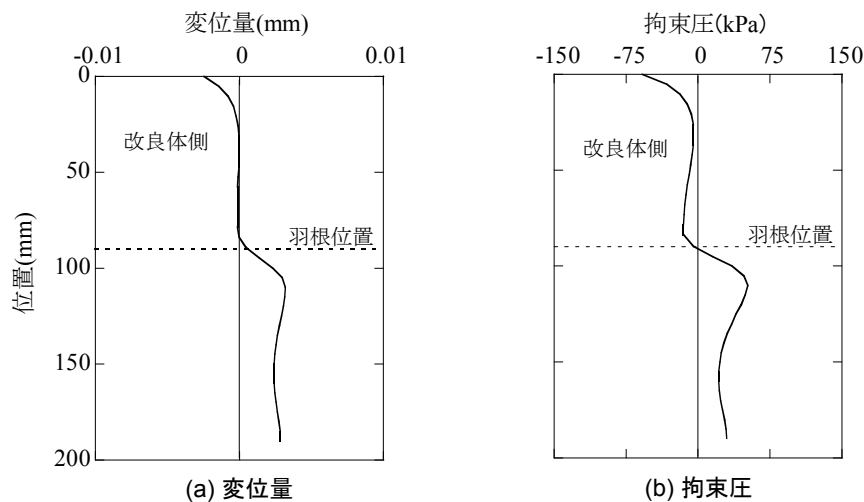


図 4-21 鋼製モールド管の半径方向の変位量と拘束圧(極限荷重時)

4.4.4 荷重伝達メカニズムの把握

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体の荷重伝達メカニズムを検証する。検証する領域は杭体の全体とし、大きさは実物大スケールとする。また、解析モデルは前節で適用性を検証したモデルを使用する。ただし、実物大スケールの解析で想定した鋼製モールド管は厚さ 20mm の鋼管とした。この厚さは、実物大スケールでの模型実験を想定し、直径 1.0 m、高さ 6.25 m という大きな試験体の自重や載荷時の改良体からの圧力に十分に耐え得ることのできる剛な鋼製モールド管として、設定した。深

度方向の詳細な軸力分布から、杭頭荷重と羽根が寄与する度合いの関係や、各羽根が負担する荷重の割合を考察し、羽根付き鋼管からソイルセメントへの荷重伝達の状況を明らかにする。

(1) 数値解析の概要

図 4-22に解析概要図を示す。杭体の仕様は、羽根付き鋼管長が6100 mm、鋼管径 D_0 が $\phi 267.4$ mm、羽根径 D が $\phi 700$ mm、改良径 D_c が $\phi 1000$ mmとした。鋼管径に対する羽根径の比は、およそ2.6である。羽根間隔は、実物大の標準仕様と同様にした。ソイルセメントの設計基準強度 F_c は、地盤条件から決定される。本検討では、杭中間部と先端部で異なる F_c を設定した。なお、杭先端部は、改良体の先端から改良体の直径1000 mmの範囲とする。地盤条件は、ソイルセメント羽根付き鋼管杭に適した標準的な地盤条件を想定し、先端のN値を周辺のN値の2倍と仮定した。これは、杭先端を中間層に定着させ、杭周辺は軟弱な地盤であるような条件を想定している。

ソイルセメントの材料定数は、表 4-3に示すように、模型実験で使用したソイルセメントの定数を参照し、周辺部は $q_u=450$ kPa、先端部は $q_u=2200$ kPaとした。これらの定数を参照した理由は、ソイルセメントの設計基準強度 F_c を、仮定した地盤条件から式4-4および式4-7を用いて算出した結果、杭先端部の設計基準強度 F_{cp} は、杭中間部 F_c のおよそ5倍となるためである。

(2) 荷重伝達

図 4-23に各鉛直荷重時の軸力分布を示す。軸力分布の値は、軸力の各値を極限の載荷荷重で除した値とした。極限荷重は極限支持力の値である905kNとし、図 4-24に示す算出フローより求めた。軸力分布は、各荷重レベルのすべり要素の設定により、荷重の小さい長期では羽根の効果があまり表れていないが、短期、極限と荷重レベルが増大するに従って羽根による軸力減少量が大きくなっている。また、各荷重レベルの軸力分布は、図中の深度5250 mmのライン以深では、傾きが大きくなっている。これは、想定した地盤の分布がこのラインを境界として、ソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u が450 kPaから2200 kPaと大きくなるとしているためである。

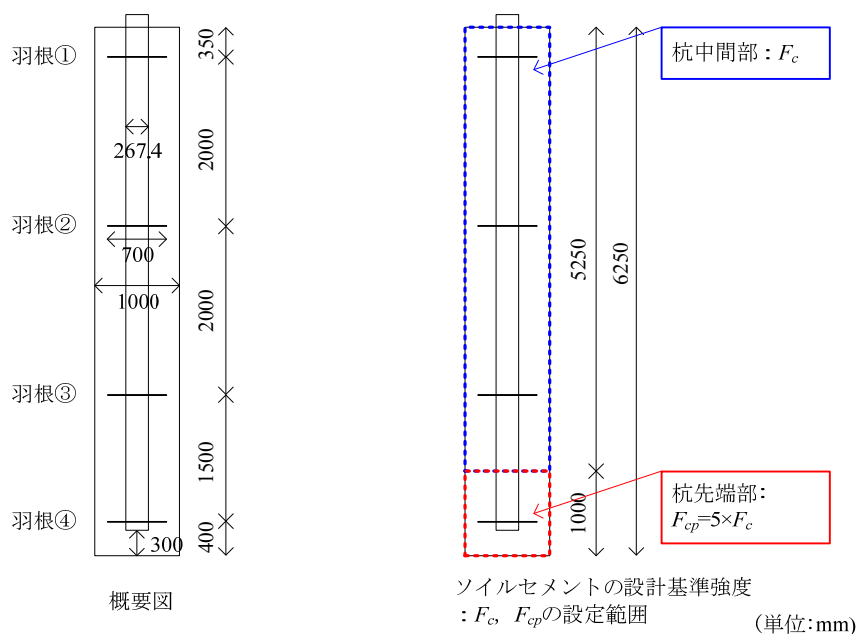


図 4-22 荷重伝達メカニズムの把握に関する解析概要図

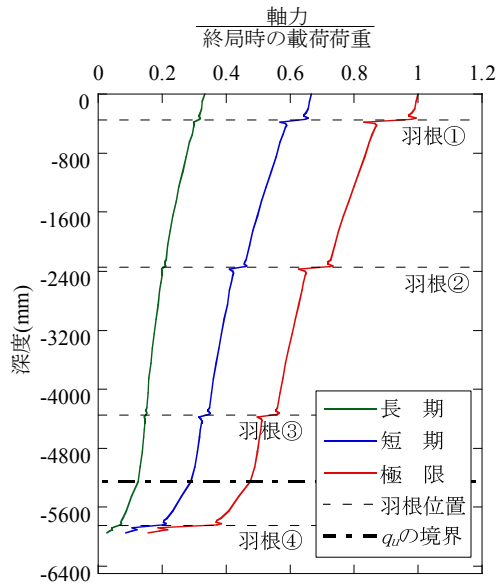


図 4-23 軸力分布

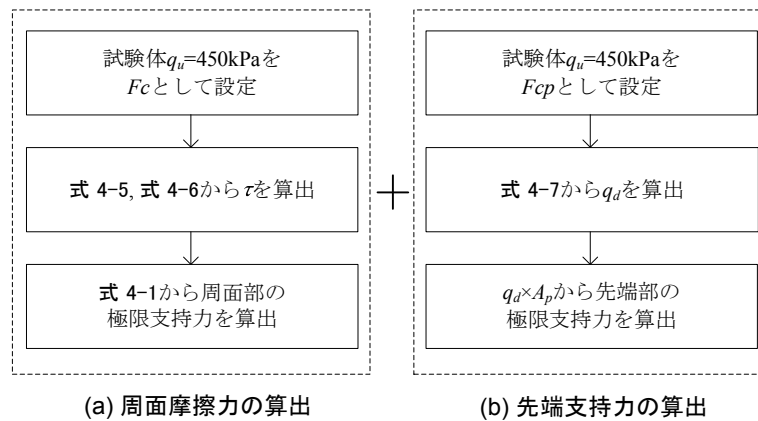


図 4-24 極限支持力の算出フロー

図 4-25に各羽根が負担する荷重の割合を、図 4-26に鋼管の各深度の変位量を示す。割合は、図 4-23の軸力分布図から求めた羽根部の軸力差を杭頭の載荷荷重で除した値を、百分率とした値である。割合の傾向は、先端羽根の羽根④の割合が最も大きい。これは、羽根④の直下のソイルセメントの軸圧縮強さ q_u が羽根②および③よりも高く、支圧抵抗も高いことが要因として考えられる。また、羽根①～③の中間羽根の割合については、羽根①が荷重を最も大きく負担しており、羽根②、③となるにつれて、減少する傾向である。これは、図 4-26に示すとおり、深度方向の鋼管の変位量の差が原因であると考えられる。軸力の伝達により、鋼管は変位し、鋼管の変位に伴い、鋼管に接合されている羽根部にも鋼管と同等の変位量が発生する。羽根①は、最も変位が大きいため、最も大きな荷重を負担し、羽根②、③になるにつれて、変位も小さくなるため、負担する荷重も小さくなると考えられる。

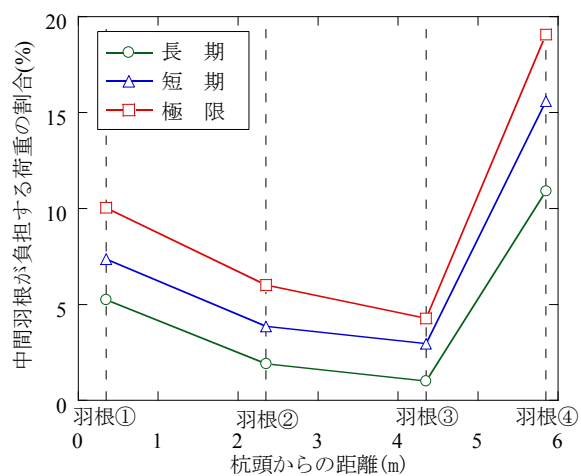


図 4-25 各羽根が負担する荷重の割合

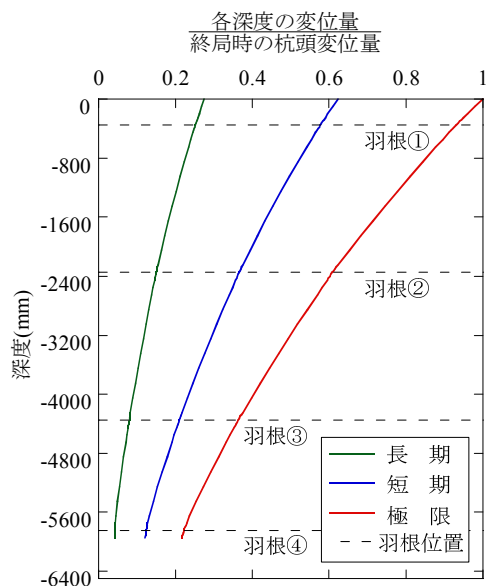


図 4-26 鋼管の変位分布

4.4.5 羽根間隔が杭体の支持力性能に与える影響

羽根付き鋼管が有する羽根の間隔が杭体の支持力性能に与える影響を把握する．解析モデルは，前節の荷重伝達メカニズムの検証に使用したモデルと同じモデルを使用する．羽根間隔 L_w を， $L_w=1.0$ m, 2.0 m, 3.0 m の 3 種類とし，羽根間隔の違いが各羽根の荷重分担や杭体の一体性に与える影響を検証する．

(1) 数値解析の概要

図 4-27 に解析の概要図を示す．羽根間隔 L_w は， $L_w=1.0$ m, $L_w=2.0$ m, $L_w=3.0$ m の 3 種類とした．各ケースとも，改良径 D_c は $\phi 1000$ mm，羽根径 D は $\phi 700$ mm，鋼管径 D_0 は $\phi 267.4$ mm とし，また，ソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u は， L_w の違いのみの影響を考察するため，杭周面部も先端部も $q_u=450$ kPa で統一した．各ケースの杭頭に同じ載荷荷重を与え，羽根間隔の違いが，軸力分布や初期剛性に与える影響を，ソイルセメント羽根付き鋼管杭の標準仕様である $L_w=2.0$ m を基準として考察する．

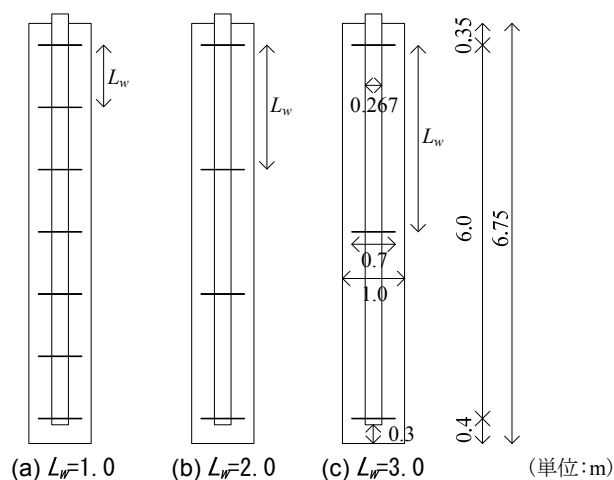


図 4-27 解析の概要図

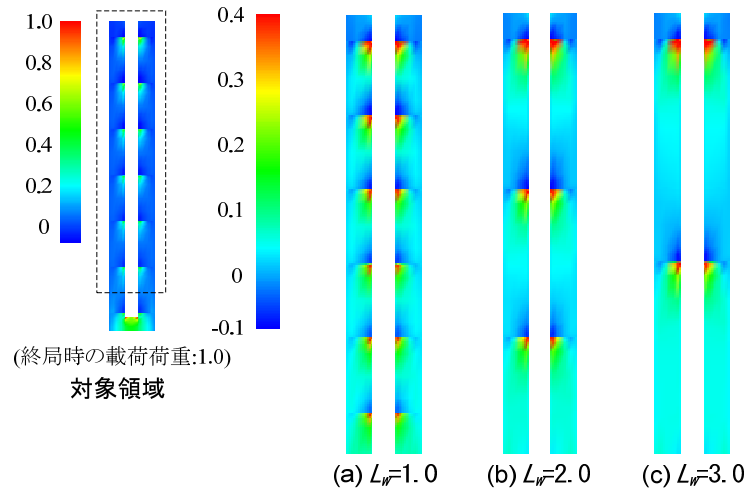


図 4-28 鉛直応力分布（極限荷重時）

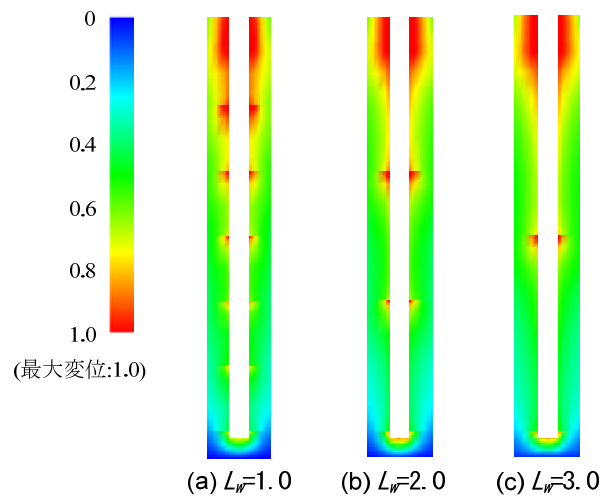


図 4-29 鉛直変位分布（極限荷重時）

(2) 考察

図 4-28 に極限荷重時の鉛直応力，図 4-29 に鉛直変位の分布図を示す．鉛直応力分布は，終局時の載荷荷重を 1.0 とし，鉛直変位分布は，最大変位量を 1.0 とした．分布図より，鋼管軸部周面においてはソイルセメントとの付着力を介して，らせん状羽根の位置においては羽根の支圧力を介して，鉛直荷重がソイルセメントに伝達されていることが確認できる．杭中間部にてソイルセメントに伝達しきれなかった荷重は，杭軸部を介して杭先端部に伝えられる．先端部に伝達された軸力は，羽根の下方のソイルセメントによる支圧力によって抵抗していることが確認できる．これは，羽根から伝達される鉛直荷重が，応力球根と同様な分布でソイルセメントに伝達されているためだと考えられる．一方，羽根直上では負の応力が発生している．これは，羽根が深度方向に変位することにより，羽根直上のソイルセメントに引張りが生じるためと考えられる．また，実現象でも羽根上面とソイルセメントの間で付着力が作用し，解析と同様の現象が生じていると考えられる．

図 4-30 に羽根間隔 L_w と初期剛性比 G/G_2 の関係を示す．ここで初期剛性 G は，解析結果から得られた杭頭荷重と変位量の関係における初期の勾配とした． G/G_2 は，各ケースの初期剛性 G を $L_w=2.0$ m の初期剛性 G_2 で除した値とした． $L_w=1.0$ m の初期剛性は， $L_w=2.0$ m に比較して，およそ 1.14 倍向上した．一方， $L_w=3.0$ m は，およそ 0.94 倍と，剛性に大きな低下は見られなかった．この傾向には，羽根の枚数が大きく寄与していると考えられる．

図 4-31に極限荷重の軸力分布から求めた、各羽根が負担する荷重の割合を示す。割合の傾向は、杭頭に近い羽根が荷重を最も大きく負担し、2枚目、3枚目となるにつれて、負担する荷重も減少する。また、 L_w が小さくなるにつれて、各羽根が負担する荷重も小さくなる。特に、 $L_w=1.0$ mの羽根が負担する荷重の割合は $L_w=2.0$ m, 3.0 mに比べてより小さい。これは、 $L_w=1.0$ mと $L_w=2.0$ mおよび 3.0 mでは杭体の一体性に寄与する機構が異なるためだと考えられる。つまり、 $L_w=2.0$ mおよび 3.0 mでは、羽根は主に支圧抵抗として作用しているが、 $L_w=1.0$ mでは羽根の直径を外径とする円筒面に作用するせん断抵抗が寄与していると考えられる。

図 4-32に中間羽根の枚数と極限に負担する荷重の割合の合計の関係を示す。図より、羽根間隔が $L_w=2.0$ mから 1.0 mに狭くなると、羽根枚数が3枚から6枚と多くなり、羽根の負担荷重の割合は34%から54%と増大している。このことから、羽根の枚数が多くなれば、羽根の1枚あたりの負担荷重は減少するが、中間羽根の負担荷重の合計は増大し、杭体の一体性が向上することが確認できる。

一方、 $L_w=3.0$ mの初期剛性が $L_w=2.0$ mと比較して大きな低下が見られなかったのは、中間羽根の枚数が3枚と2枚で1枚しか差がなく、羽根の負担荷重の割合も34%と25%と大きな違いがないためであると考えられる。

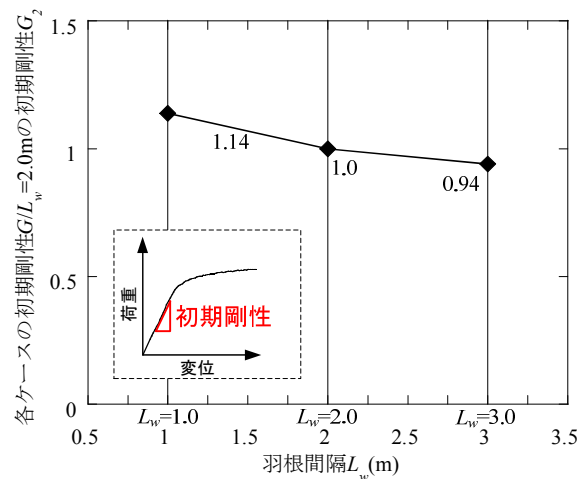


図 4-30 羽根間隔と初期剛性の関係

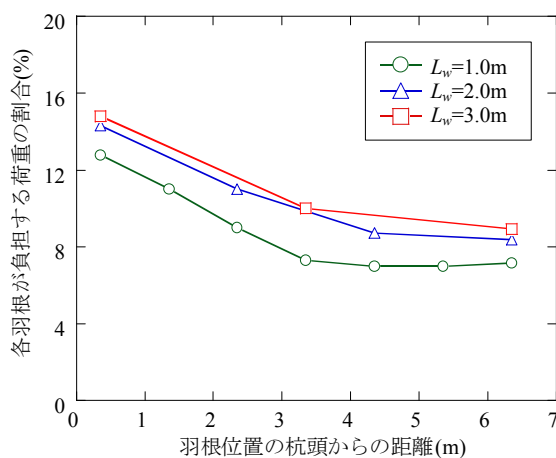


図 4-31 各羽根が負担する荷重 (極限荷重時)

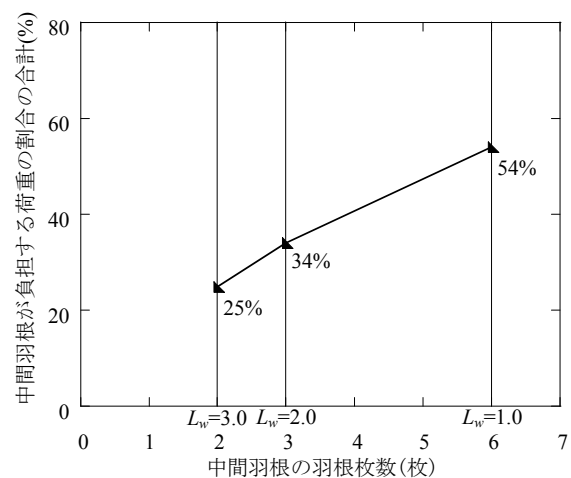


図 4-32 羽根枚数と割合の関係 (極限荷重時)

4.5 まとめ

本章では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の複合効果および荷重伝達メカニズムを把握するため、杭体のみを対象とした模型実験および3次元弾性有限要素解析を実施した。以下に本章により得られた知見を要約する。

(1) 羽根付き鋼管とソイルセメントの複合効果

ソイルセメントと羽根付き鋼管の複合効果を把握することを目的に、杭体（羽根径/鋼管径：およそ2.8）だけを対象とした室内模型実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- a) 本模型実験の条件において、羽根の有無が杭体の鉛直支持力性能に与える影響を検討した結果、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体から決まる鉛直支持力を基準とすると、フラット羽根およびらせん状羽根を有する試験体の降伏荷重は、極限荷重を上回るが、ストレート鋼管は長期荷重を下回る結果となった。さらに、荷重と変位の関係の降伏に至るまでの初期の傾きを初期剛性として、フラット羽根およびらせん状羽根を有する試験体の初期剛性は、ストレート鋼管に比べて向上することが明らかになった。
- b) ソイルセメントのせん断破壊で決まる条件において、らせん状とフラットという羽根形状の違いが、杭体の支持力性能に与える影響を検討した結果、その性能に大きな差はなかった。また、数値解析において羽根の形状をフラットで表現しても問題がないことが明らかになった。
- c) ソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u が、初期剛性に与える影響を検討した結果、フラット羽根およびらせん状羽根を有する試験体は q_u が大きくなればなるほど、初期剛性も向上するが、ストレート鋼管の試験体は q_u が大きくなっても、向上しないということが明らかになった。

(2) 荷重伝達メカニズム

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体の荷重伝達メカニズムの把握を目的に、実物大スケールの杭体（羽根径/鋼管径：およそ2.6）を対象に3次元弾性有限要素解析を用いた検討を行った。なお、羽根の形状は模型実験の結果より、フラット羽根で表現した。得られた知見を以下に示す。

- a) 荷重の小さい長期荷重の段階では、鋼管とソイルセメントの間の付着力の分担荷重が大きく、羽根に伝わる荷重は小さい。そして、短期、極限荷重と杭頭荷重が大きくなるに従って、鋼管周面で次第に付着が切れて、羽根に伝わる荷重が増加していくことが、明らかになった。
- b) 検証する領域を杭体の全体に拡張し、実物大スケールの模型実験を想定した3次元弾性有限要素解析を実施した。結果、各羽根を等間隔に設置し、杭体への拘束条件が等しい場合には、中間羽根が負担する荷重の割合は、中間羽根の上から1枚目が最も大きく、2枚目、3枚目となるにつれて、減少することが明らかになった。
- c) ソイルセメント内部の応力分布を考察した結果、羽根直下のソイルセメントに最も高い圧縮応力が集中し、その応力は杭の中心に向かうほど大きくなることが明らかになった。
- d) 羽根間隔が杭体の支持力性能に与える影響を検討した結果、羽根間隔 L_w が小さくなり、羽根枚数が多くなれば、杭体の初期剛性は高くなり、一体性が向上する。羽根間隔 $L_w=3.0$ mの杭体の一体性は、 $L_w=2.0$ mと比較して、大きな低下は見られなかった。

本章は、杭体のみを対象とした室内模型実験とその3次元弾性有限要素解析の実施により、羽根が杭体の一体性や荷重伝達メカニズムに与える影響を検証した。次章では、本章で確立した杭体モデルの周辺に地盤を設けた3次元弾塑性有限要素解析および土-水連成弾塑性有限要素解析を実施し、杭体から周辺地盤への荷重伝達機構や長期的な圧密特性を検証する。

第5章 杭体と周辺地盤の相互作用の検証

5.1 概説

本章では、第4章で構築した杭体の数値解析モデルの周辺に地盤を設けた3次元弾塑性有限要素解析及び土－水連成弾塑性有限要素解析を実施し、杭体から周辺地盤および圧密層への荷重伝達機構について検証する。以下、5.2では数値解析手法の適用性を検証するため、原位置の実大鉛直載荷試験結果に対する数値解析を実施する。つぎに、5.3では杭体から周辺地盤への荷重伝達機構の検証として、特に羽根の取り付け間隔が杭体から周辺地盤への荷重伝達機構に及ぼす影響について検証する。第4章で羽根間隔の違いが杭体の支持力性能に与える影響を検討した結果、羽根間隔を2 mから3 mに広げ、羽根枚数を減らしても、杭体の支持力性能に大きな低下が見られないことが確認できた。本章では、第4章で確立した杭体モデルの周辺に地盤を設け、羽根間隔の違いが支持力性能や杭体から地盤への荷重伝達に及ぼす影響を検討する。さらに、5.4では杭体から圧密層への荷重伝達機構の検証として、砂質土の層厚が異なる3ケースの2層地盤を用いて、杭体の先端支持力が圧密層へ及ぼす影響を検証する。また、圧密層に発生する地中応力増分や沈下量について設計値と解析値を比較し、現行の設計手法の妥当性を評価する。

5.2 解析手法の適用性に関する検証

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の支持力特性に関する本解析手法の適用性を検証するため、単杭の実大載荷試験の結果と、3次元弾塑性有限要素解析を用いた数値解析結果の比較を行う。5.2.1では実大単杭載荷試験の概要を述べた後、5.3.2及び5.3.3で数値解析の概要及びモデル化について述べ、5.2.4で実験値と解析値の比較を行い、解析手法の適用性を検証する。

5.2.1 実大載荷試験の概要

本検討では、東京都江戸川区で実施された実大単杭載荷試験を検討の対象とする。図5-1に地質条件及び解析領域を示す。試験場所は、荒川、江戸川の大河川によって形成された沖積平野（東京低地）にあたる。地盤は上方から埋土、粘土質シルト、細砂、シルト質細砂、砂質シルト、シルトから構成されている。試験位置は、G.L.-7.0 m以浅のN値が3～6の軟弱な沖積層とした。

表5-1に試験体の仕様を示す。試験体は鋼管径 $\phi 190.7$ mm、羽根径 $\phi 400$ mm、改良径 $\phi 600$ mm、杭長6.0 mである。鋼管径に対する羽根径の比は、およそ2.1である。また、羽根の厚さは、先端羽根厚さを19.0 mm、中間部羽根厚さを9.0 mmである。試験体に貼付したひずみゲージの位置を図5-1に示す。表5-2にソイルセメントの物性値確認用に築造された改良体からコアボーリングにより採取したコア試験体の一軸圧縮試験結果を示す。

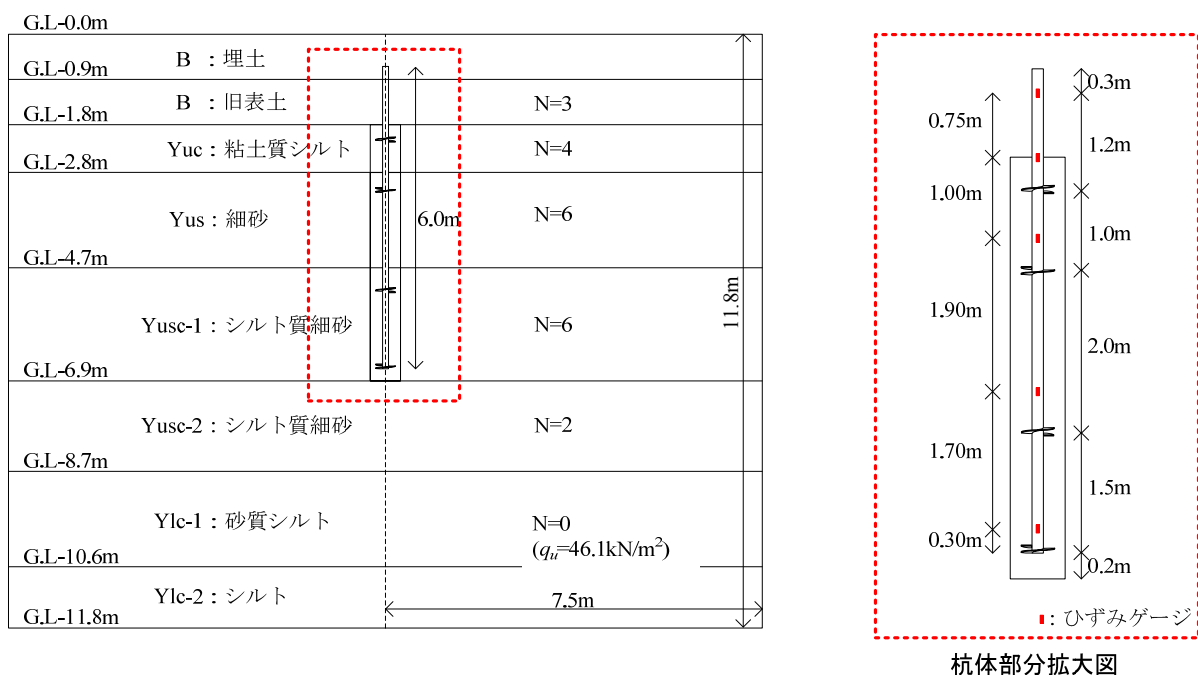


図 5-1 地質条件及び解析領域

表 5-1 試験体の仕様

鋼管径 $D_0(\text{mm})$	鋼管厚 $t(\text{mm})$	羽根径 $D(\text{mm})$	改良径 $D_c(\text{mm})$	杭長 (m)	先端深度(G.L.-m)	
					鋼管	改良体
190.7	12.0	400	600	6.0	6.7	6.9

表 5-2 ソイルセメントの一軸圧縮試験結果

深度 (G.L.-m)	改良対象土	一軸圧縮強さ $q_u(\text{kN/m}^2)$	変形係数 $E_{50}(\text{N/mm}^2)$	湿潤密度 $\rho_s(\text{g/m}^3)$
1.80~2.80	粘土質シルト	1743	961.6	1.810
2.80~4.70	細砂	2588	962.8	1.899
4.70~6.90	細砂	2921	1243.4	1.809

5.2.2 数値解析の概要

(1) 数値解析コード及び有限要素メッシュ

本研究では、弾塑性有限要素解析コード DBLEAVES⁴⁴⁾を用いて 3 次元弾塑性有限要素解析を行った。DBLEAVES は、Kimura and Zhang⁴⁵⁾により開発された 3 次元弾塑性有限要素解析コード DGPILE3D を元に、Ye et al.⁴⁴⁾により改良されたものであり、有限変形解析により大変形問題を考慮できるようになっている。本解析コードの地盤の変形問題に対する適用性は様々な事例解析を通じて十分に検証されている。特に、杭～地盤系の連成モデルを対象にした長期沈下挙動についても、土－水連成弾塑性有限要素法を用いた計算の適用性が既に示されている⁴⁶⁾。

図 5-2 に実大載荷試験に対する有限要素解析メッシュを示す。解析領域は対象性を利用して 4 分の 1 領域を設定した。有限要素メッシュは節点数 25,137、要素数 21,600 である。

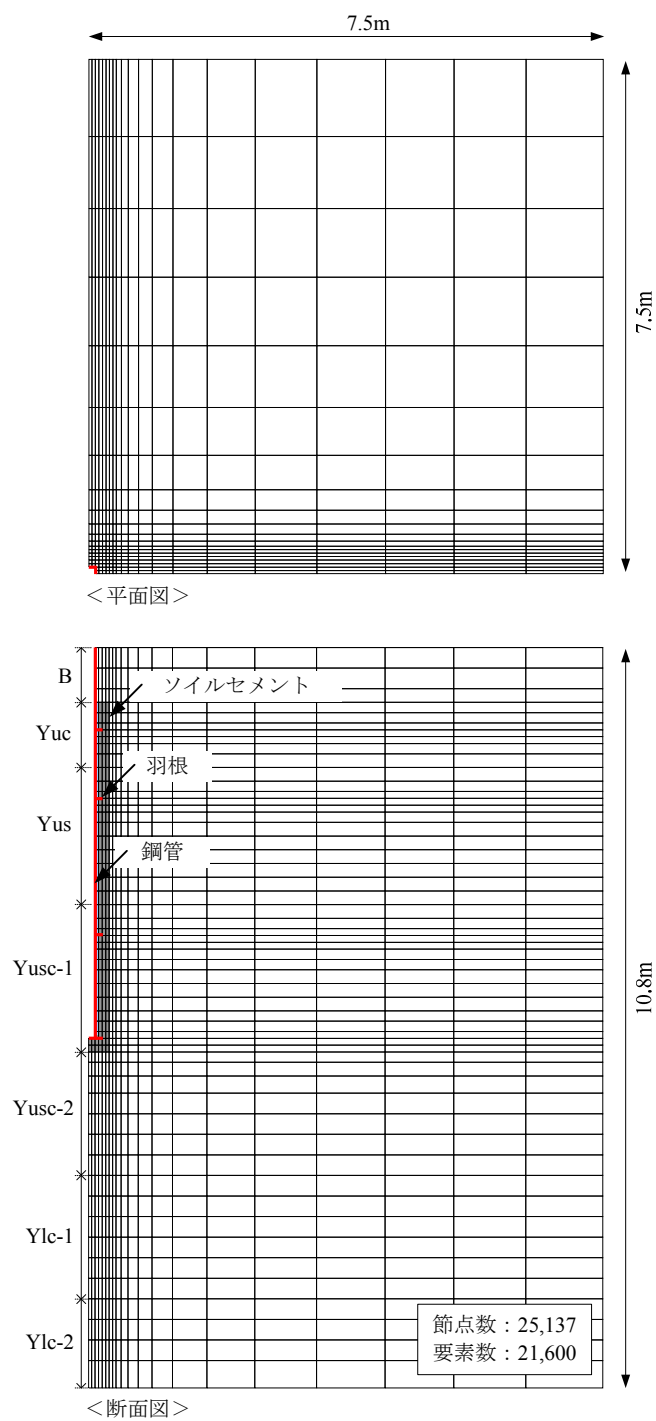


図 5-2 有限要素メッシュ

(2) 境界条件及び初期応力状態

境界条件は、領域側面については変位を鉛直方向にのみ自由とし、底面については全方向に変位を拘束した。さらに地表面は変位自由境界とした。

実際の試験では載荷点近傍のクリアランスを確保するために B 層（埋土層）の表層 1.0 m が掘削により除去されている。このことを表現するために、解析においても G.L.=0.0 m～-1.0 m における B 層の影響は初期の有効応力状態にのみ反映させ、本解析に用いるメッシュでは該当する要素を除去した（図 5-3）。さらに、このように解析の初期状態を決定した後、杭体部に該当する箇所を第 4 章で提案した杭体モデルを用いて表現した。そのため杭体の自重による影響や、杭の施工に伴う地盤の応力状態の変化については考慮していない。

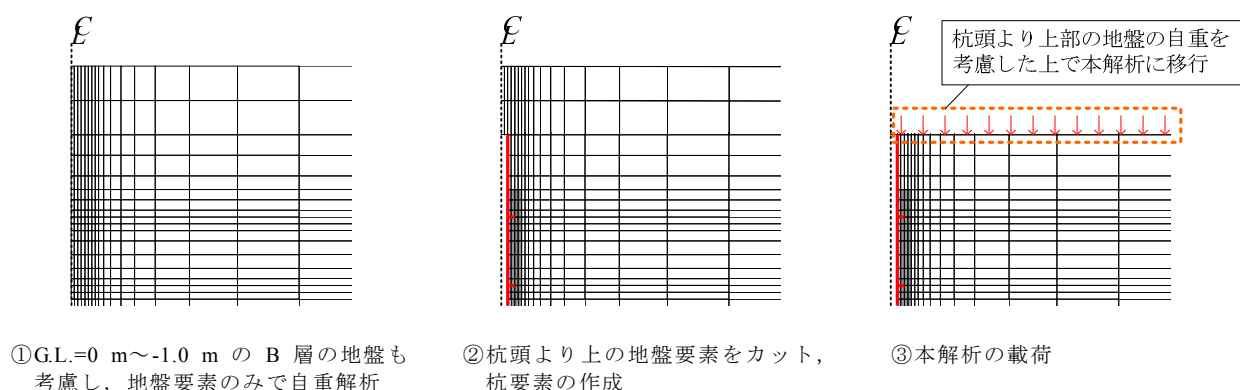


図 5-3 本解析に用いるメッシュの作成方法

5.2.3 モデル化及び材料定数の決定

(1) 地盤モデル及びパラメータ

地盤の応力や変形解析を適切に行うためには、土の材料特性を適切に表現できる構成モデルを用いる必要がある。本解析では、地盤を弾塑性体として定式化した構成式 subloading t_{ij} model⁴⁸⁾を使用した。以下にその特徴を示す。

- ① 中間主応力の強度・変形特性に及ぼす影響
- ② 正負のダイレイタンス特性
- ③ 密度や拘束応力が強度・変形特性に及ぼす影響
- ④ 塑性ひずみ増分方向の応力径路依存性
- ⑤ 容易かつ少ない土質パラメータ決定

本モデルでひずみ増分は次式で与えられる．

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad 5-1$$

弾性ひずみは一般的な Hooke 則により与えられる．

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \quad 5-2$$

ヤング係数 E_e は，膨潤指数 κ とポアソン比 ν_e 及び平均主応力 p ，初期間隙比 e_0 を用いて次式で示される．

$$E_e = \frac{3(1-\nu_e)(1+e_0)p}{\kappa} \quad 5-3$$

塑性ひずみ増分は負荷条件を含めた以下の式で示す．

$$d\varepsilon_{ij}^p = \langle \Lambda \rangle \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} = \left\langle \frac{df_\sigma}{h^p} \right\rangle \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \quad 5-4$$

ここに $\langle \rangle$ の表記は Macaulay ブラケットである．すなわち， $\Lambda \geq 0$ ならば $\langle \Lambda \rangle = \Lambda$ ，それ以外の場合 $\langle \Lambda \rangle = 0$ となる．

この構成モデルは，中間主応力・密度・拘束応力が材料の強度・変形特性に及ぼす影響，及び正負のダイレイタンス特性を考慮することができる．さらに，解析に用いる土質パラメータは，上式で示したように，破壊時の主応力比 M_f ，密度 ρ ，ポアソン比 ν ，間隙比 e_0 ，密度項 a ，応力・ダイレイタンスパラメータ β ，圧密指数 λ ，膨潤指数 κ ，過圧密比 OCR と少なく，そのパラメータの決定も容易であるなどの利点がある．

表 5-3 に，本解析で用いた各地層の地盤定数を示す．解析領域内における現場での試験データは，深度 G.L.-10.0 m～10.9 m の Ylc で実施された密度及び間隙比のみである．破壊時の主応力比 M_f ，静止土圧係数 K_0 は，各地盤の塑性指数 I_p を仮定した上，図 5-4 に示す Iizuka & Ohta⁴⁷⁾の方法に準拠し決定した．Ylc-1, Ylc-2 の I_p は，深度 G.L.-19.0 m～19.85 m の Ylc の試料で実施された，土の液性限界及び塑性限界試験の結果を参照した．また，Ylc-1, Ylc-2 の圧縮指数 λ 及び膨潤指数 κ は，深度 G.L.-19.0 m～19.85 m の Ylc の試料で実施された圧密試験の結果と同様と仮定した．Ylc 以外の λ , κ は参考文献⁴⁸⁾を参照とし，砂質土は豊浦珪砂，粘性土は藤森粘土の値を引用した．その他の土質パラメータについては，参考文献 46), 49), 50) の値を準用した．なお，ポアソン比は 0.30 と仮定した．

表 5-3 地盤材料及び材料定数

種類 定数	旧表土 B	粘土質 シルト Yuc	細砂 Yus	シルト質 細砂 Yusc-1	シルト質 細砂 Yusc-2	砂質 シルト Ylc-1	シルト Ylc-2
塑性指数	22	20	18	19	28	42	42
密度 (10^3kg/m^3) ⁴⁹⁾	1.700	1.600	1.900	1.900	1.800	1.659	1.659
間隙比 e_0 ⁵⁰⁾	1.60	1.60	1.00	1.00	1.00	1.551	1.551
破壊時主応力比 M_f	2.983	3.052	3.169	3.096	2.802	2.527	2.527
ポアソン比 ν	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
静止土圧係数 K_0	0.502	0.506	0.514	0.520	0.556	0.614	0.614
β (stress-dilatancy) ⁴⁸⁾	1.5	1.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
a (ANN) parameter ⁴⁸⁾	500	500	500	500	500	500	500
圧密指数 $\lambda^*)$	0.132	0.132	0.070	0.070	0.070	0.390	0.390
膨潤指数 $\kappa^*)$	0.029	0.029	0.005	0.005	0.005	0.045	0.045
OCR ⁴⁶⁾	1	1	20	20	20	1	1

*) Ylc 以外の λ , κ は参考文献 48) を参照とし、砂質土は豊浦珪砂、粘性土は藤森粘土の値を引用した。



図 5-4 パラメータ決定フロー (Iizuka & Ohta の方法⁴⁷⁾に準拠)

(2) 杭体のモデル化

図 5-5 に杭モデルの有限要素メッシュ図を示す。杭体のモデル化は、第 4 章の模型実験に対する数値解析で適用性を確認できた解析モデルを用いて行う。つまり、羽根付き鋼管の鋼管および羽根はシェル要素、ソイルセメントはソリッド要素としてモデル化した。鋼管とソイルセメントとの間には、第 4 章で示した、荷重レベルが大きくなるにつれて、羽根が負担する荷重も大きくなるという実験結果を表現するため、ソイルセメントより剛性の低い、薄いソリッド要素を挿入した。この薄いソリッド要素の弾性係数は、模型実験から得られた結果をもとに、ソイルセメントの弾性係数を基準として決定し、羽根に伝達される荷重やソイルセメントが降伏に至るまでの杭体の剛性を表現した。一方、ソイルセメントと地盤との間には、鋼管とソイルセメントとの間に挿入したような薄いソリッド要素は挿入していない。杭体と周辺地盤との間の摩擦力は、杭体と節点を共有する周辺地盤要素のせん断抵抗として表現する。

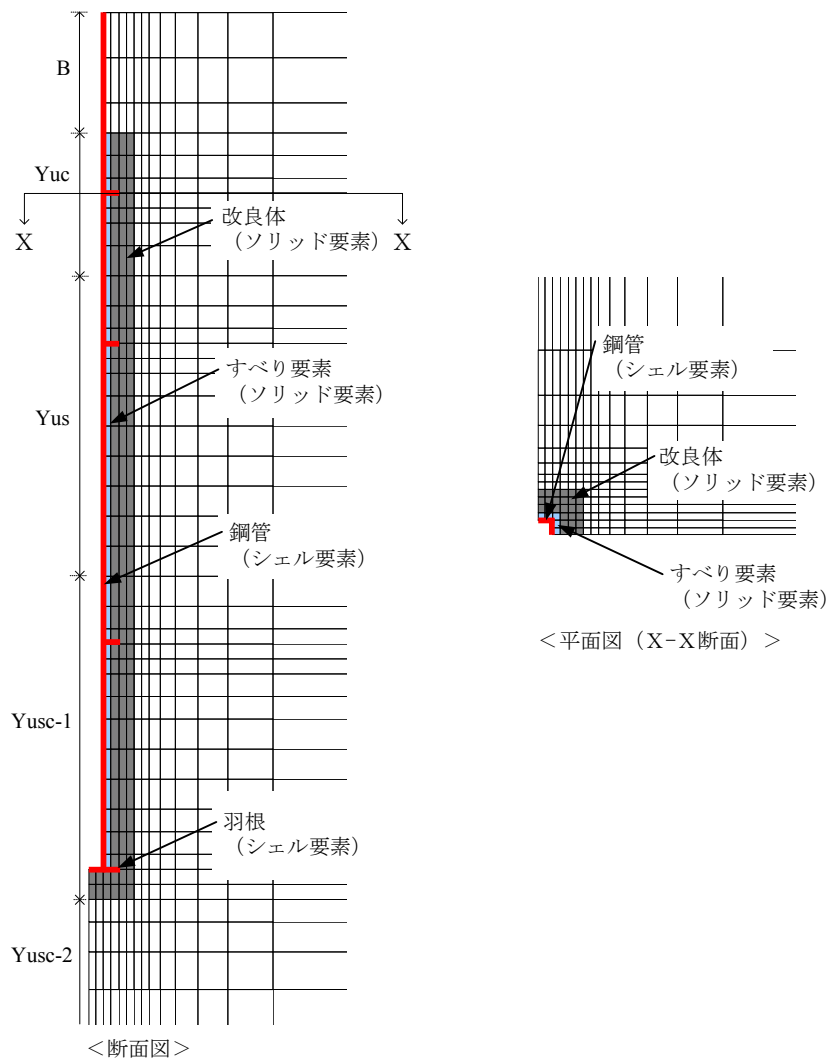


図 5-5 杭モデルの有限要素メッシュ

本解析で用いた杭体を構成する要素は、節点数を減らし計算を簡略化するために、立方体形状の 8 節点 6 面体要素としてモデル化した。一方、第 4 章で用いた杭体モデルの断面は円形断面であるため、断面を矩形断面で表現したことによる影響が懸念される。そこで、本解析に用いる矩形の杭体モデルの適用性を検証するため、第 4 章で実施した模型実験に対する数値解析を実施する。数値解析は、第 4 章と同様、杭体周辺には地盤要素を設けることなく、杭体のみを対象とした 3 次元弾性有限要素解析を行う。図 5-6 に試験体のモデル化の概要を示す。解析領域は、図 5-5 と同様、対称性を利用して 4 分の 1 領域を設定した。メッシュの間隔は、図 5-5 と同様のメッシュ間隔とした。境界条件は、第 4 章の 4.4.1 と同様、ソイルセメント外縁部は自由とし、底面は Z 方向に固定とした。また、鋼管およびすべり要素の先端部は、押し抜きを表現するため、Z 方向に自由とした。すべり要素の設定手法は図 4-13 と、ソイルセメントなどの材料定数は表 4-7 と同様とした。

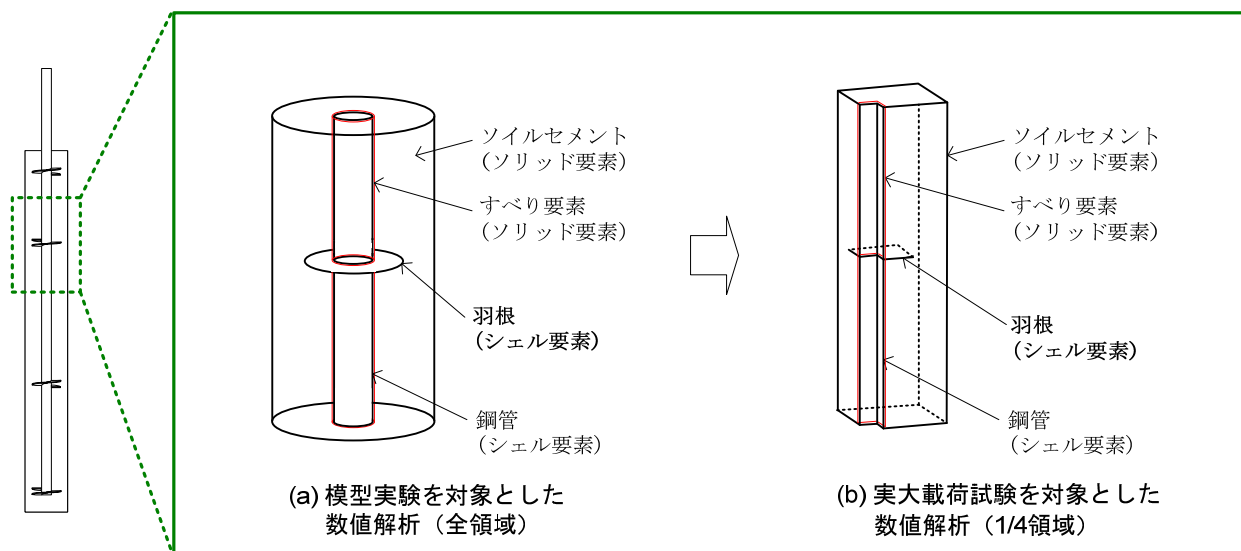


図 5-6 試験体のモデル化の概要

図 5-7 に荷重と変位量に関する解析結果を示す。比較として、模型実験に対する数値解析で用いた円形の杭体モデルの解析結果も示す。実測値が 3 データあるのは、再現性を得るためにひとつの試験体につき 3 体実施したためである。解析結果は、すべり要素の設定により、実験値の初期勾配をほぼ表現している。図 5-8 に Case-3 の各鉛直荷重時の軸力分布に対する解析結果を示す。解析結果は、各鉛直荷重時とも、すべり要素の設定により、実験値の軸力分布をほぼ表現することができた。また、計算値の軸力分布は、図 4-19 で見られた様な羽根の直上および直下の位置における軸力の乱れは発生していない。これは、実大載荷試験を対象とした矩形の杭体モデルのメッシュの間隔が、模型実験を対象とした円形の杭体モデルの解析メッシュの間隔に比べて、大きいためである。以上より、本解析に用いる矩形の杭体モデルは、初期剛性および軸力分布において、模型実験を表現できたと言える。また、足立ら⁵¹⁾は杭断面形状が解析精度に与える影響をケース・スタディにより検証しており、実杭の円形断面を解析上で正方形断面と表現しても、解析結果に与える影響は小さいことを報告している。よって実大載荷試験を対象とした数値解析では、杭体の断面を立方体としたモデル化で問題はないと考える。

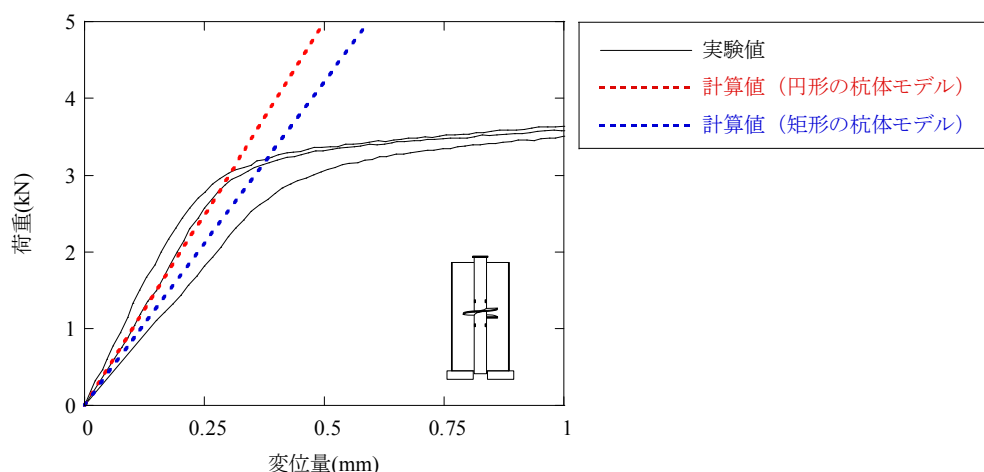


図 5-7 荷重と変位量の関係(Case-3)

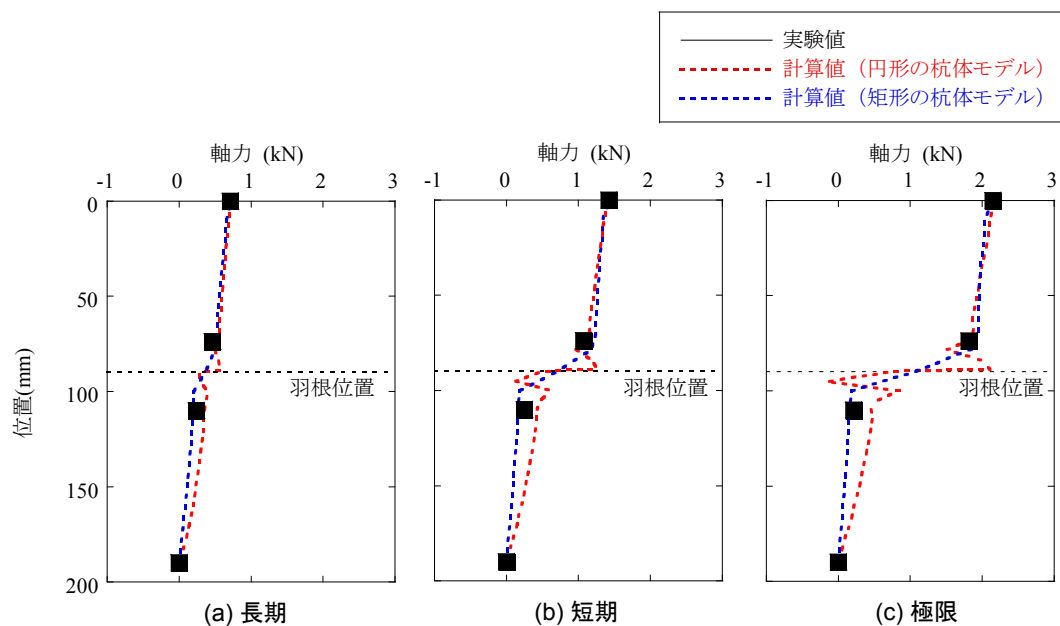


図 5-8 各鉛直荷重の軸力分布に対する解析結果(Case-3)

(3) 杭体モデルのパラメータ

表 5-4 に鋼管及びソイルセメントのパラメータを示す．ソイルセメントの変形係数及び密度は，表 5-2 のコア試験体の一軸圧縮試験結果の値を参照した．ヤング率 E は粘性土と砂質土の境界である G.L.-2.8 m を境とした各々の平均値とした．また，ソイルセメントのポアソン比は，参考文献の値を準用⁵²⁾した．すべり要素は，第 4 章の模型実験で得られた結果を参照に，ソイルセメントの弾性係数を基準に決定した．

表 5-4 鋼管及びソイルセメントのパラメータ

	鋼管・羽根	ソイルセメント	
		G.L.-1.8m～2.8m	G.L.-2.8m～6.9m
密度 (10^3kg/m^3)	7.850	1.810	1.809
ヤング率 E (N/mm^2)	2.06×10^8	961.6	1118.6
ポアソン比 ν_0	0.300	0.298	0.257

5.2.4 実測値と解析値の比較

図 5-9 に実測値と計算値を比較した，鉛直荷重と杭頭沈下量の関係を示す．図 5-9 より，短期荷重レベルである 800 kN 程度までの領域では，適切な地盤の構成式を用いることにより，杭が地盤から得る支持力を精度良く表現できている．また，試験ではおよそ 900 kN 載荷時以降から急激な沈下が生じたが，解析では杭～地盤間で節点を共有するようにモデル化しており，この挙動は再現できていない．

ここで，杭体近傍の地盤要素がどのような応力状態になっているかを検証する．図 5-10 の(a)に示した杭体近傍の各測定位置における，土要素の応力径路を示す．測定位置は，羽根近傍の杭体と地盤の境界に位置する地盤要素 A～D とした．各応力径路は，載荷荷重 1,200 kN までの応力径路を，subloading t_{ij} model で用いている修正応力 t_{ij} によって定義される SMP 空間でプロットされている．結果より，各応力径路とも破壊線には到達しておらず，塑性状態に至っていないことが確認できる．

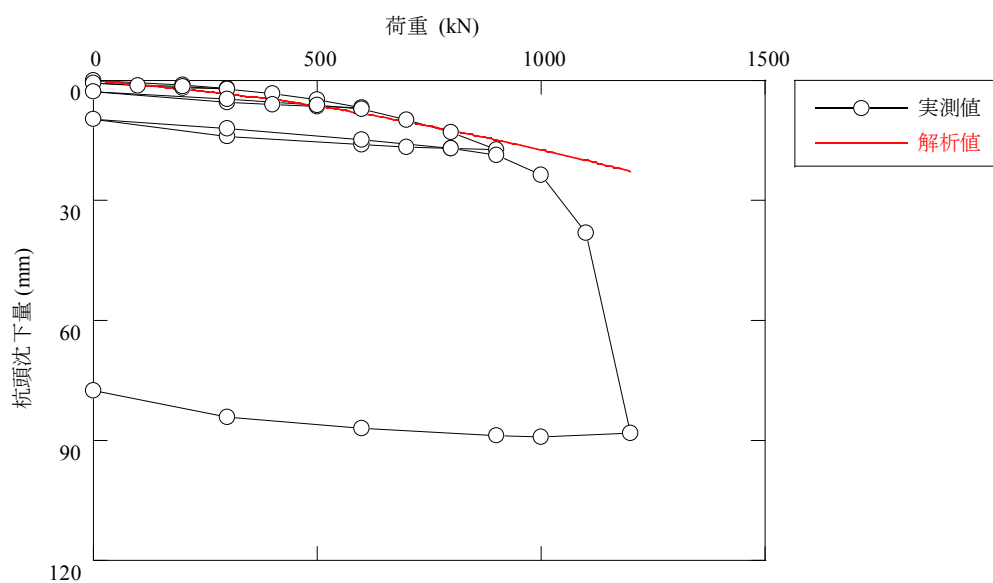


図 5-9 鉛直荷重と杭頭沈下量の関係

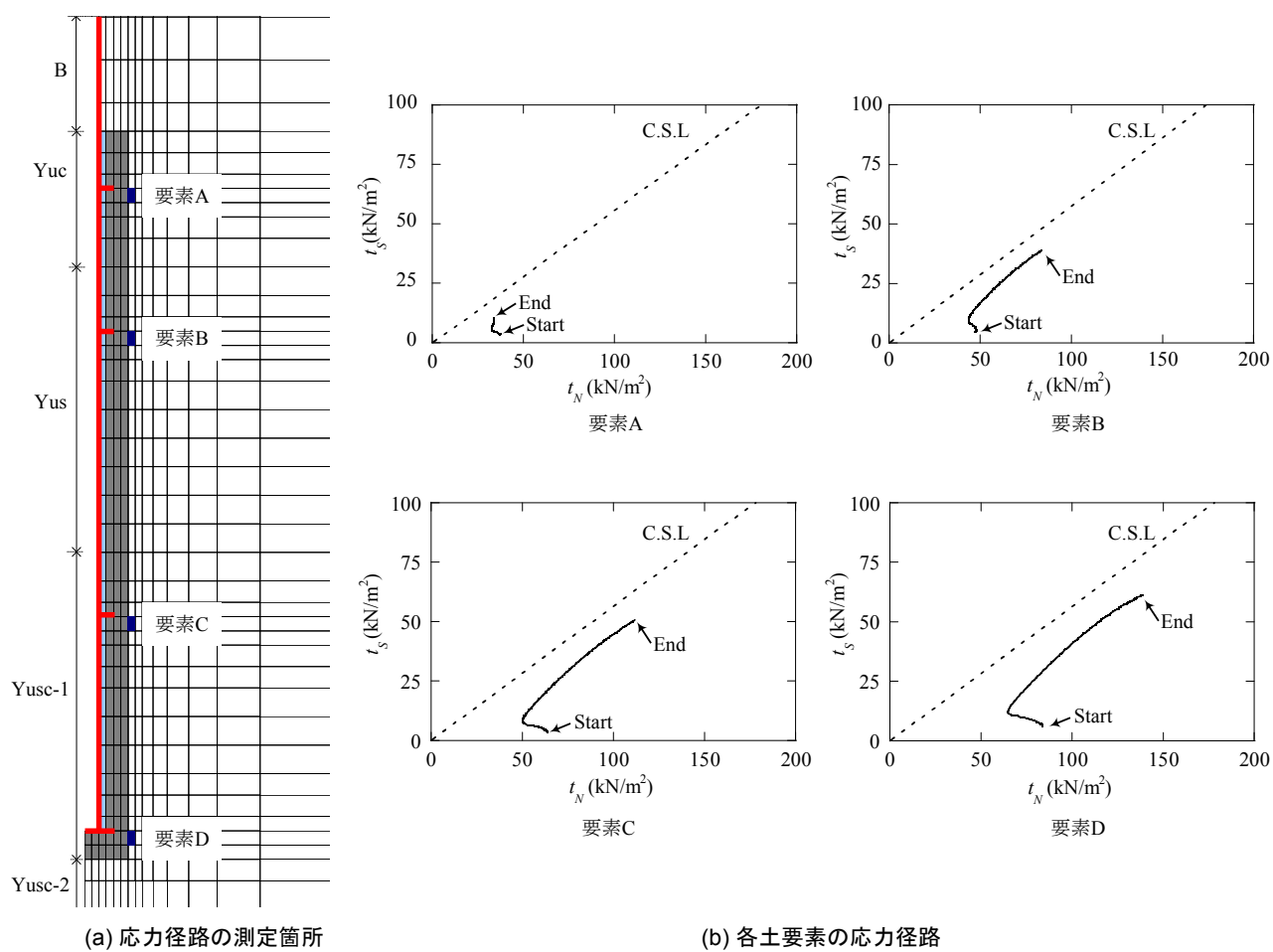


図 5-10 杭体近傍の土要素における応力径路

図 5-11 に実測値と計算値を比較した、軸力の分布図を示す。図 5-11 より、載荷試験では G.L.-1.8 m の深度までの地層で摩擦力が少し発揮されているが、解析では浅深度の地盤で摩擦力はほとんど発揮されていない。載荷試験の条件では、G.L.-1.8 m の深度まではソイルセメントが無く、鋼管のみが地盤に接しているため、解析ではほとんど摩擦が得られていない。一方、実測値で摩擦力が得られている理由としては、図 5-12 に示すように、柱状改良体の築造時にオーバーフローした未固化のソイルセメントが十分に除去されておらず、このソイルセメントが摩擦の発揮に寄与していることが考えられる。また、G.L.-4.5 m 以深の解析値の軸力は、荷重レベルが増加するに従って、計算値より大きな値を示すようになる。これも、G.L.-1.8 m 以浅の解析値において、摩擦力がほとんど発揮されていないことが原因であると考えられる。

以上の実測値と解析値の比較から、実大載荷試験の挙動を短期荷重レベルまで精度良く表現できる数値解析モデルの適用性が確認できた。

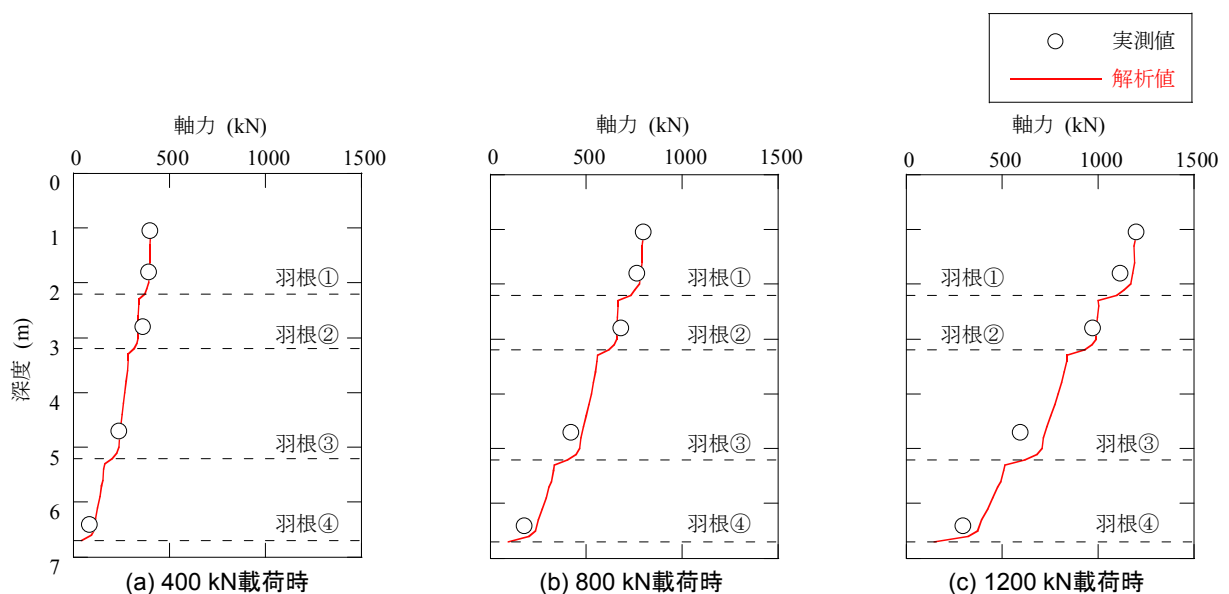


図 5-11 鉛直荷重と杭頭沈下量の関係

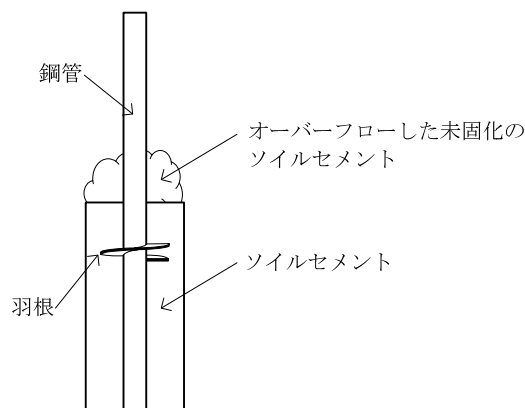


図 5-12 柱状改良体の築造時にオーバーフローする未固化のソイルセメント

5.3 杭体から周辺地盤への荷重伝達機構

5.2 で実物大の鉛直載荷試験に対する 3 次元弾塑性有限要素解析を実施し、数値解析手法の適用性が確認できた。本節では、羽根の取り付け間隔が杭体から周辺地盤への荷重伝達機構に及ぼす影響について、前節で適用性が確認できたモデルを用いて検討する。5.3.1 では数値実験対象ケースについて述べた後、5.3.2 及び 5.3.3 で数値解析の概要及びモデル化の手法について述べ、5.3.4 で羽根間隔の違いが杭体から周辺地盤への荷重伝達機構に及ぼす影響を検討する。本検討は杭体の仕様が異なる試験体に対して、数値解析による載荷試験シミュレーションを実施し、比較検討することで行う。

5.3.1 数値実験対象ケース

表 5-5 に解析ケースを、図 5-13 に平成 20 年 4 月から平成 21 年 3 月までの 1 年間に、実物件で使用された杭本数について、杭長ごとに区分した分布図を、図 5-14 に概略図を示す。杭体の仕様は、羽根間隔 $L_w = 2.0$ m である Case-A と羽根間隔 $L_w = 3.0$ m である Case-B の 2 ケースとした。また、杭長の違いによる影響を確認するため、杭長は 6.5 m と 12.5 m の 2 種類とした。杭長 6.5 m は、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の標準的な杭長である。図 5-13 より、6～8 m の杭長が最も多く使用されていることが確認できる。また、杭長 12.5 m は杭長 6.5 m のおよそ 2 倍の杭長のケースとして設定した。杭長が 6.5 m の中間羽根の枚数は、Case-A_6.5 が 3 枚、Case-B_6.5 が 2 枚である。一方、杭長が 12.5 m の場合は、Case-A_12.5 が 6 枚、Case-B_12.5 が 4 枚である。また、鋼管径及び羽根径、改良径は、5.2 の実大載荷試験の試験体の仕様と同様とした。

図 5-15 に地質条件及び解析領域を示す。地盤は、5.2 のような複雑な実地盤ではなく、砂質土と粘性土から構成される簡単な 2 層地盤を想定した。杭体の周辺は砂質土とし、砂質土の下に粘性土が存在する。層厚は、改良径 D_c を基準に決定し、改良体先端から粘性土までの距離を $3D_c$ とした。この距離は、統計的研究における平均 N 値の評価に関する既往の研究を参照に決定した。小椋⁵³⁾、⁵⁴⁾は、高野・岸田⁵⁵⁾の模型実験の結果、佐伯ら⁵⁶⁾の FEM による解析などから、杭先端の N 値の評価は、埋込杭の場合、杭先端上方 $1d$ と下方 $(3\sim 4)d$ 間の平均値とするのが合理的としている。また、下部粘性土の厚さは $10D_c$ とした。

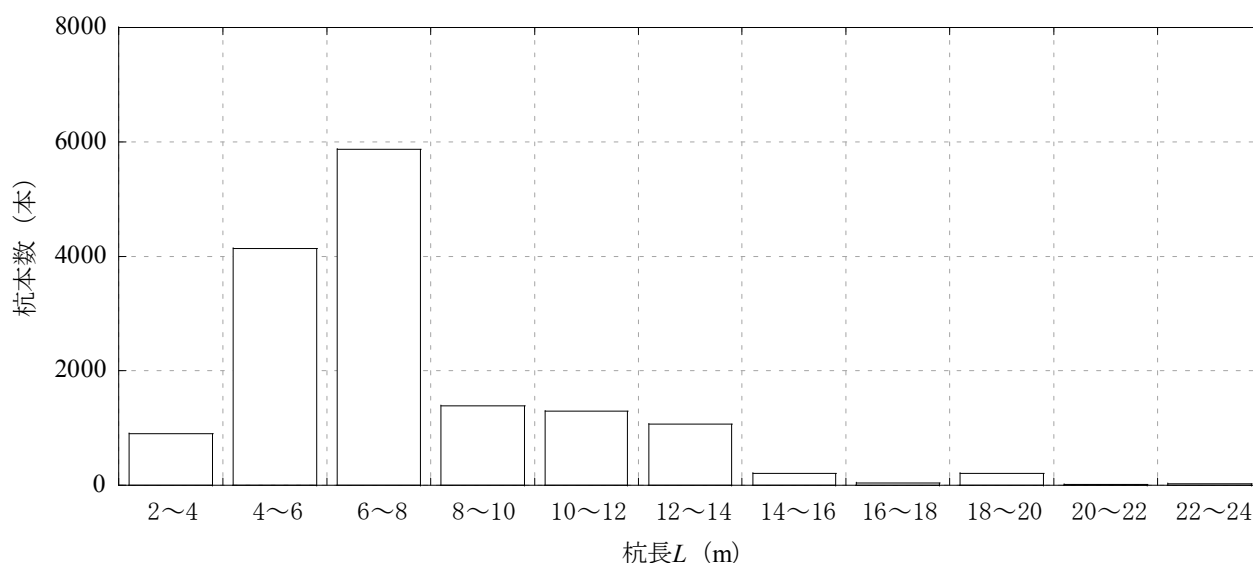
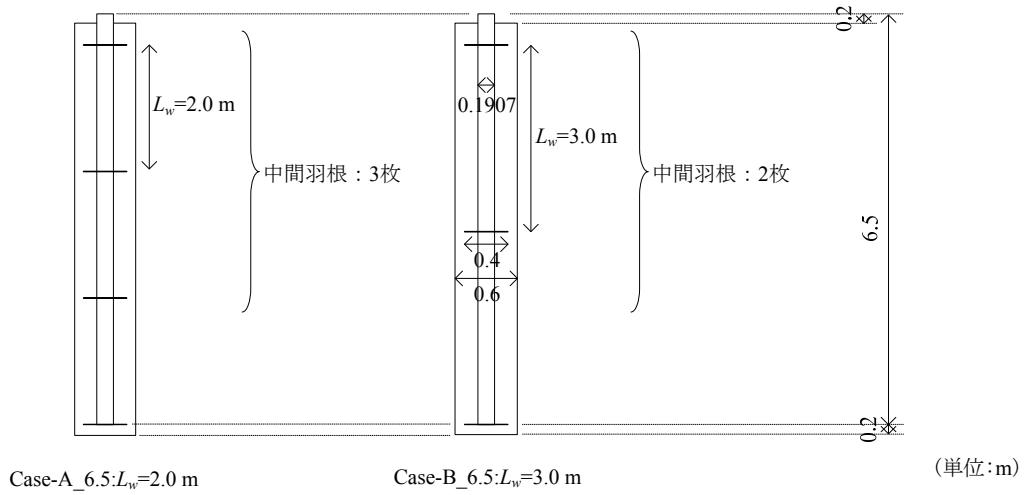


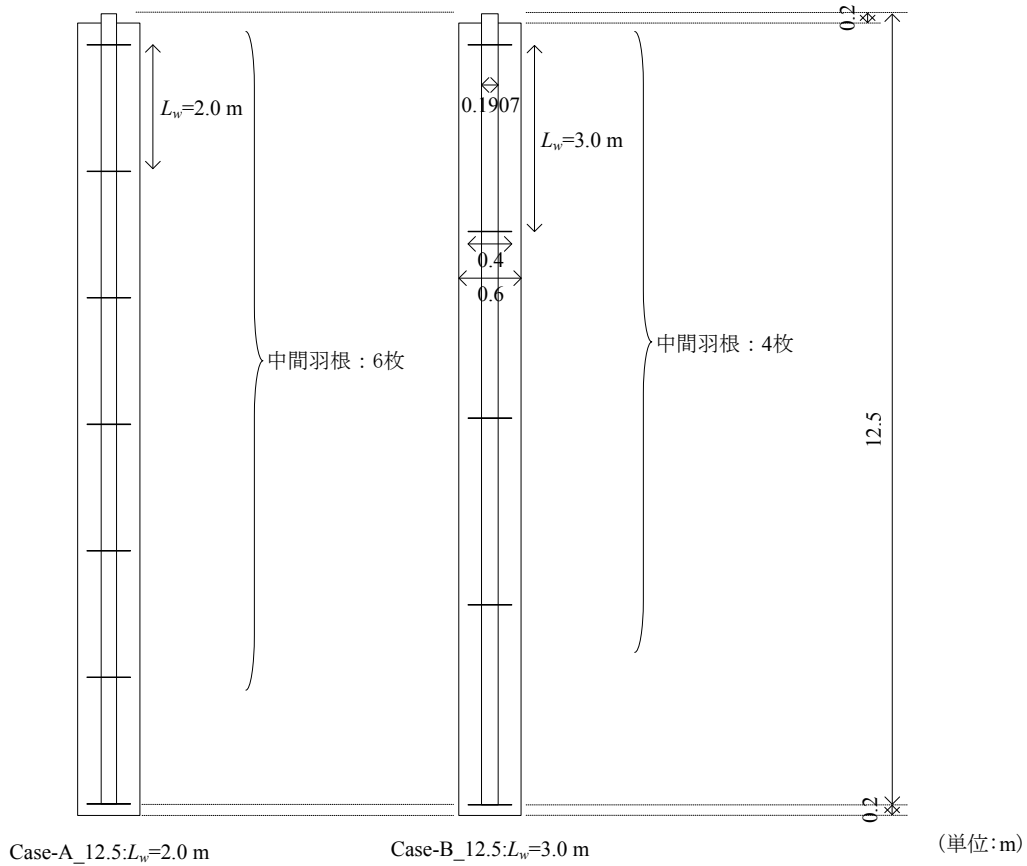
図 5-13 1 年間で使用された杭長ごとの杭本数（平成 20 年 4 月～平成 21 年 3 月）

表 5-5 解析ケース

	羽根間隔 L_w (m)	羽根枚数 (枚)	杭長 (m)	鋼管径 D_0 (mm)	鋼管厚 t (mm)	羽根径 D (mm)	改良径 D_c (mm)
Case-A_6.5	2.0	3	6.5	190.7	12.0	400	600
Case-B_6.5	3.0	2					
Case-A_12.5	2.0	6	12.5				
Case-B_12.5	3.0	4					



(a) 杭長 $L=6.5$ m の場合



(b) 杭長 $L=12.5$ m の場合

図 5-14 解析ケースの概略図

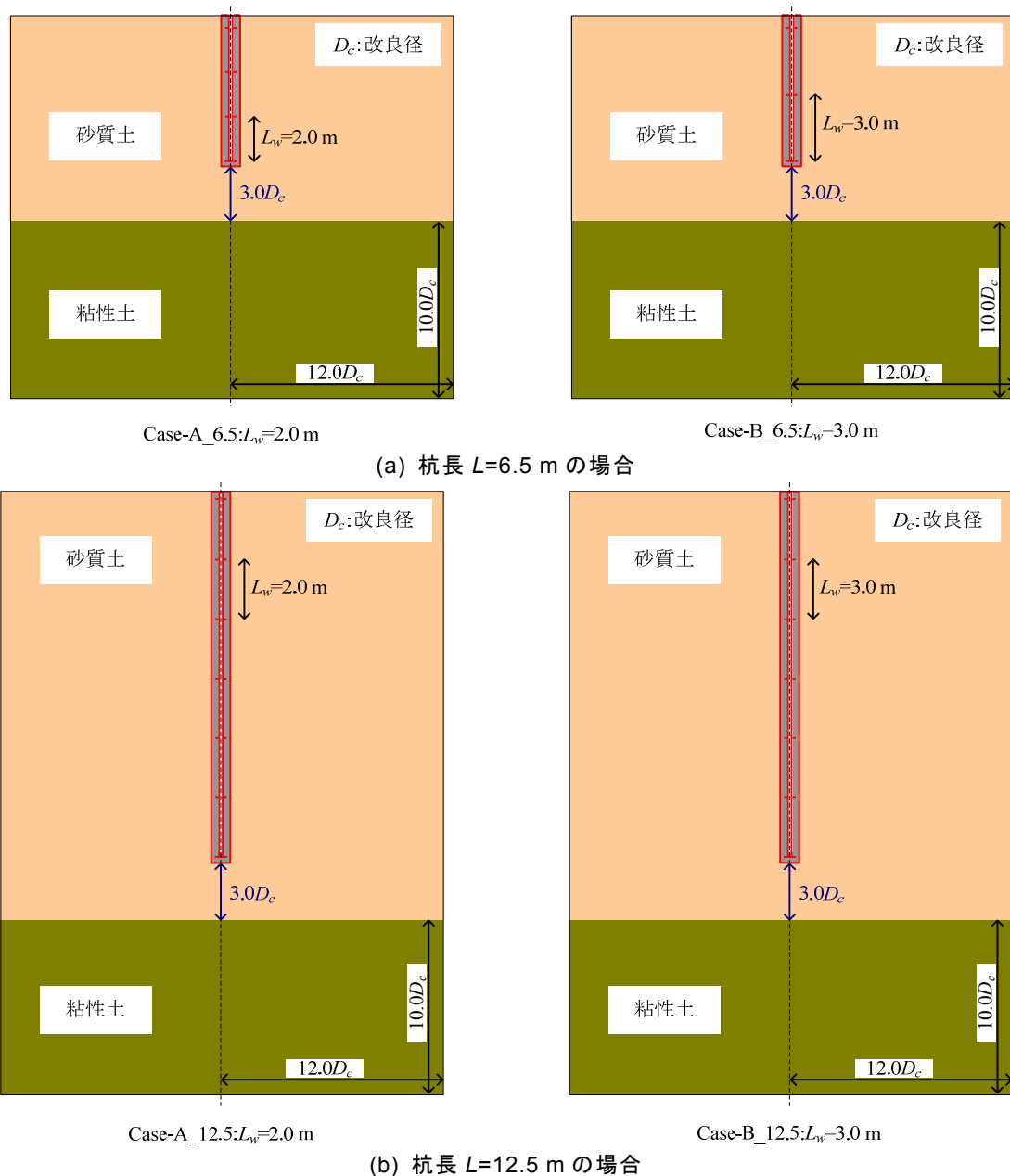


図 5-15 地質条件及び解析領域

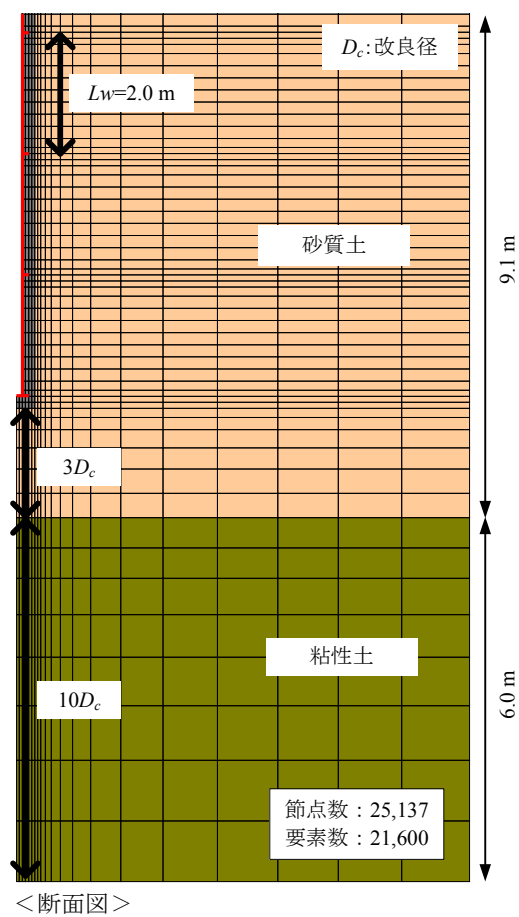
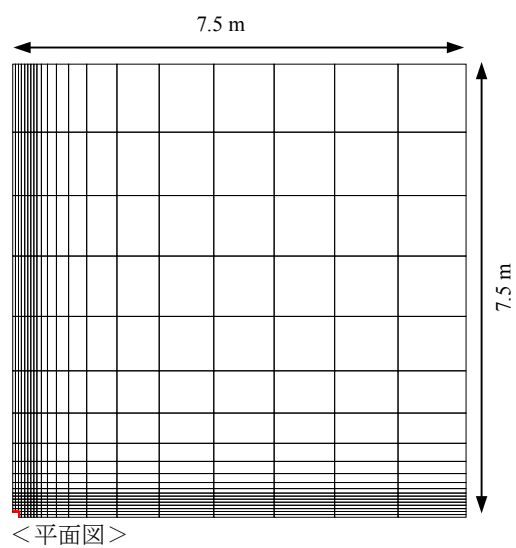
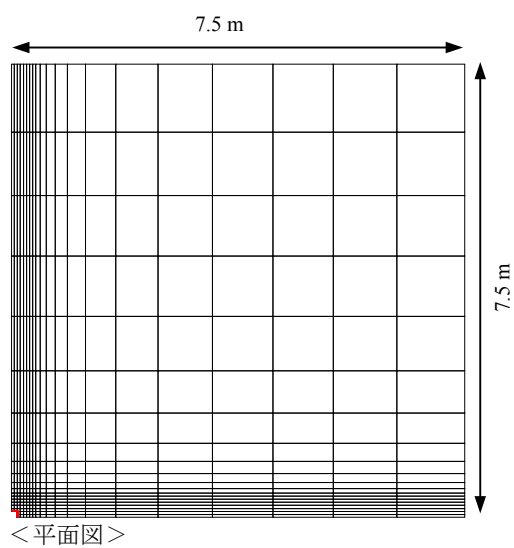
5.3.2 数値解析の概要

(1) 数値解析コード及び有限要素メッシュ

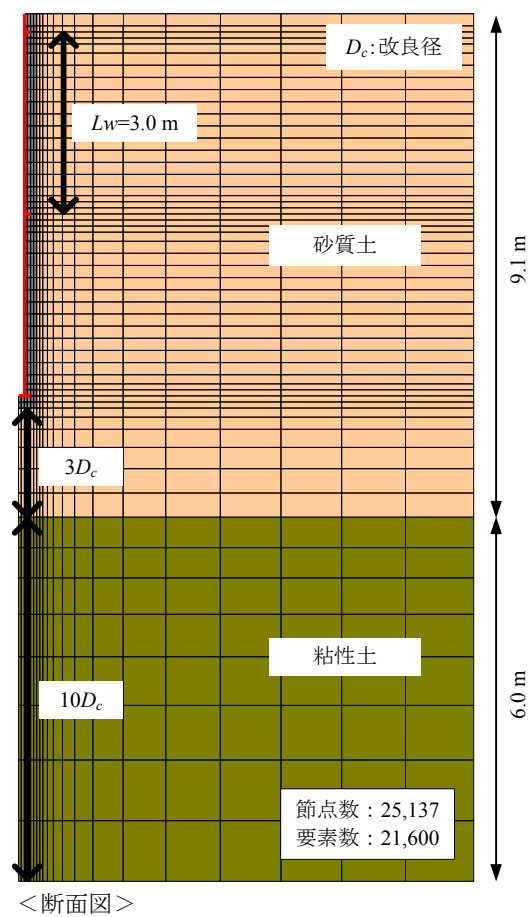
数値解析コードは 5.2 と同じく DBLEAVES を用いた．図 5-16 に解析に用いた有限要素メッシュを示す．対称性を考慮して 4 分の 1 領域を解析領域に設定した．節点数および要素数は，杭長 $L=6.5$ m が節点数 25,137，要素数 21,600，杭長 $L=12.5$ m が節点数 29,988，要素数 26,800 である．

(2) 境界条件及び初期応力状態

境界条件は 5.2 と同じく領域側面については変位を鉛直方向にのみ自由とし，底面については全方向に変位を拘束した．さらに地表面は変位自由境界とした．初期の有効応力状態も 5.2 と同様に，G.L.=0.0～-0.8 m における地盤の影響は初期の有効応力状態にのみ反映させ，本解析に用いるメッシュでは該当する要素を除去した．

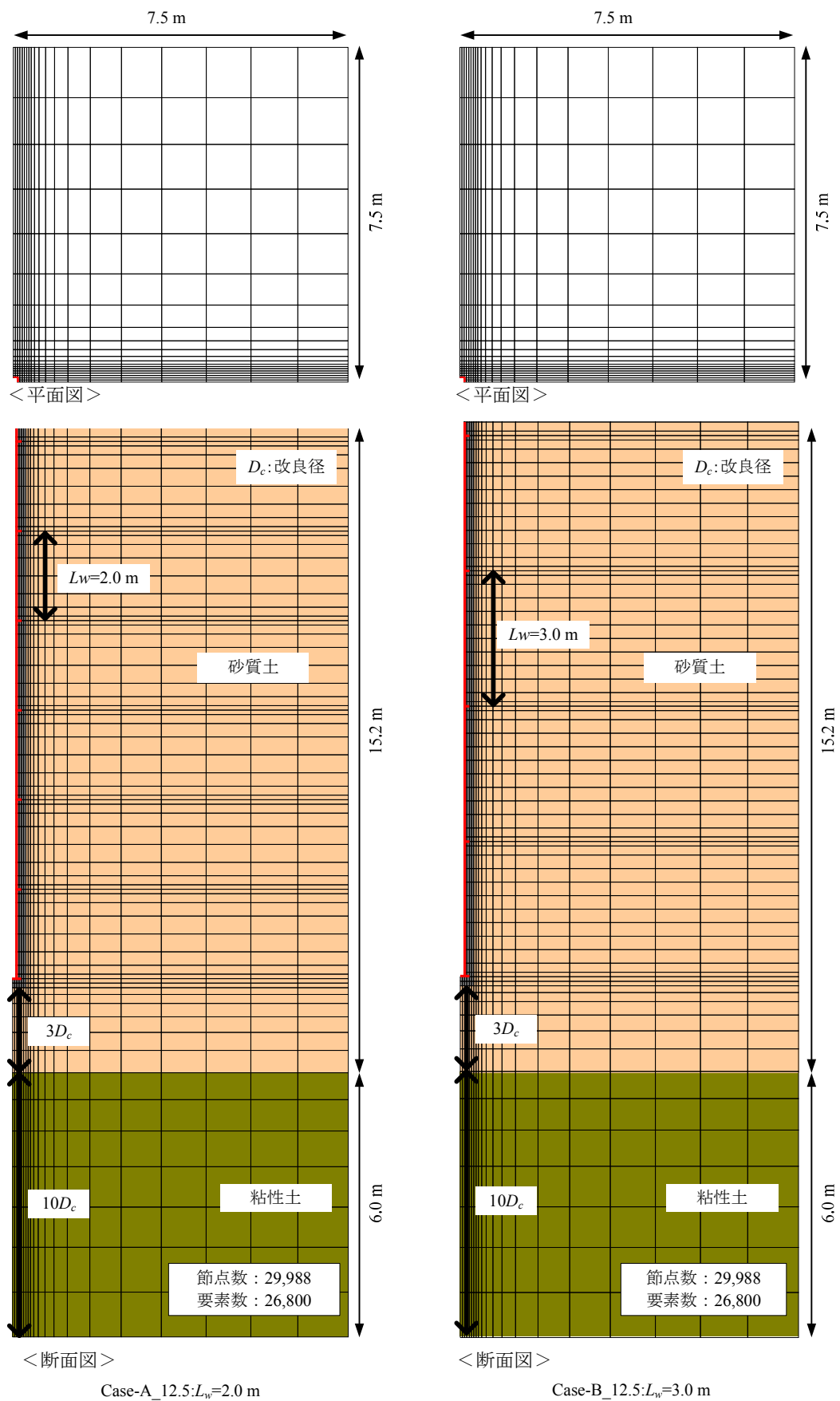


Case-A_6.5: $L_w=2.0$ m



Case-B_6.5: $L_w=3.0$ m

(a) 杭長 $L=6.5$ m の場合



(b) 杭長 $L=12.5\text{ m}$ の場合

図 5-16 各ケースの有限要素メッシュ

5.3.3 モデル化及び材料定数の決定

(1) 地盤モデル及びパラメータ

表 5-6 に、本解析で用いた各層の地盤定数を示す．各地盤定数は、5.2 の実大載荷試験のパラメータである表 5-3 を参照して決定した．砂質土は Yusc-1 を、粘性土は Ylc のパラメータとした．

(2) 杭モデル及びパラメータ

表 5-7 に鋼管及びソイルセメントのパラメータを示す．羽根付き鋼管のパラメータは、5.2 の実大載荷試験と同様とした．ソイルセメントのパラメータは、5.2 の実大載荷試験の試験体の G.L.-2.8 m～6.9 m のパラメータと同様とした．

表 5-6 地盤材料及び材料定数

種類 定数	砂質土	粘性土
密度 (10^3kg/m^3)	1.900	1.659
間隙比 e_0	1.000	1.551
破壊時主応力比 M_f	3.096	2.527
ポアソン比 ν	0.30	0.30
静止土圧係数 k_0	0.520	0.614
β (stress-dilatancy)	2.0	1.5
a (ANN) parameter	500	500
圧密指数 λ	0.070	0.390
膨潤指数 κ	0.005	0.045
OCR	20	1

表 5-7 鋼管及びソイルセメントのパラメータ

	鋼管・羽根	ソイルセメント
密度 (10^3kg/m^3)	7.850	1.809
ヤング率 E (N/mm^2)	2.06×10^8	1118.6
ポアソン比 ν_0	0.300	0.257

5.3.4 羽根間隔の違いが周辺地盤へ与える影響

(1) 羽根間隔の違いが支持力性能に与える影響

図 5-17 に羽根間隔 $L_w = 2.0 \text{ m}$ と $L_w = 3.0 \text{ m}$ を比較した荷重と変位量の関係を、図 5-18 に極限荷重時の軸力の分布図を示す。極限荷重は、地盤から決まる極限支持力とした。極限支持力は、第 3 章で提案した支持力算定式（式 3-15）を用いて算出した。支持力を算出する際に用いた土質定数は、5.2 の実大載荷試験のパラメーターを参照し、砂質土の N 値を周面 N 値および先端 N 値とも $N=6$ とする。支持力算定式（式 3-15）を用いた算出の結果、極限支持力は杭長 $L=6.5 \text{ m}$ の場合（Case-A_6.5 および Case-B_6.5）が 1005 kN 、杭長 $L=12.5 \text{ m}$ の場合（Case-A_12.5 および Case-B_12.5）が 1833 kN となる。比較の結果、荷重と変位量の関係は羽根間隔 $L_w = 2.0 \text{ m}$ と $L_w = 3.0 \text{ m}$ で同様である。また軸力分布は、各ケースにおいて、羽根位置の違いにより異なるが、周面摩擦力は同様である。この結果から、羽根間隔が $L_w = 3.0 \text{ m}$ であっても $L_w = 2.0 \text{ m}$ と比較して、荷重と変位量の関係や周面摩擦力は同等であり、支持力性能に大きな影響が無いことが確認できた。

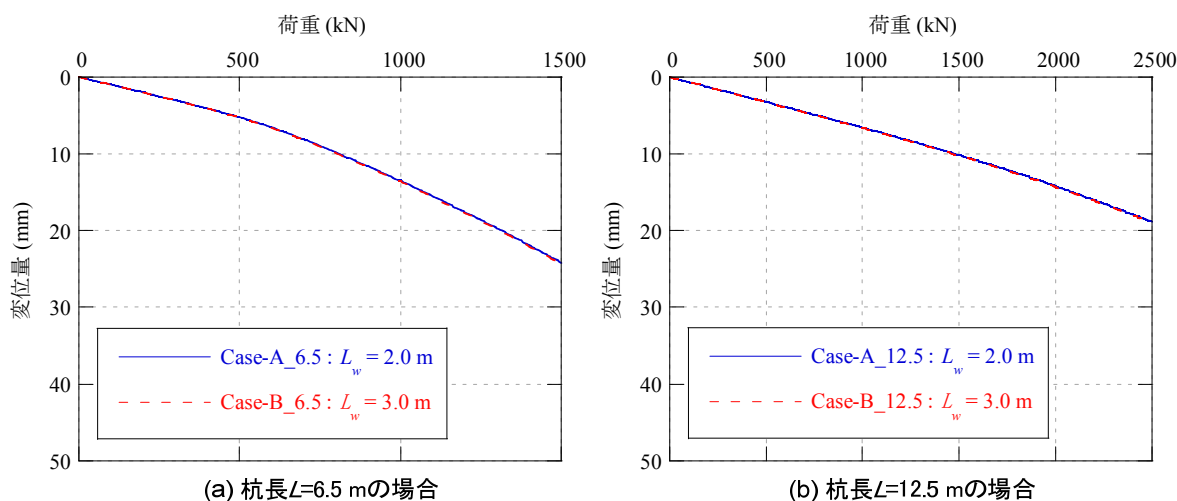


図 5-17 荷重と変位量の関係

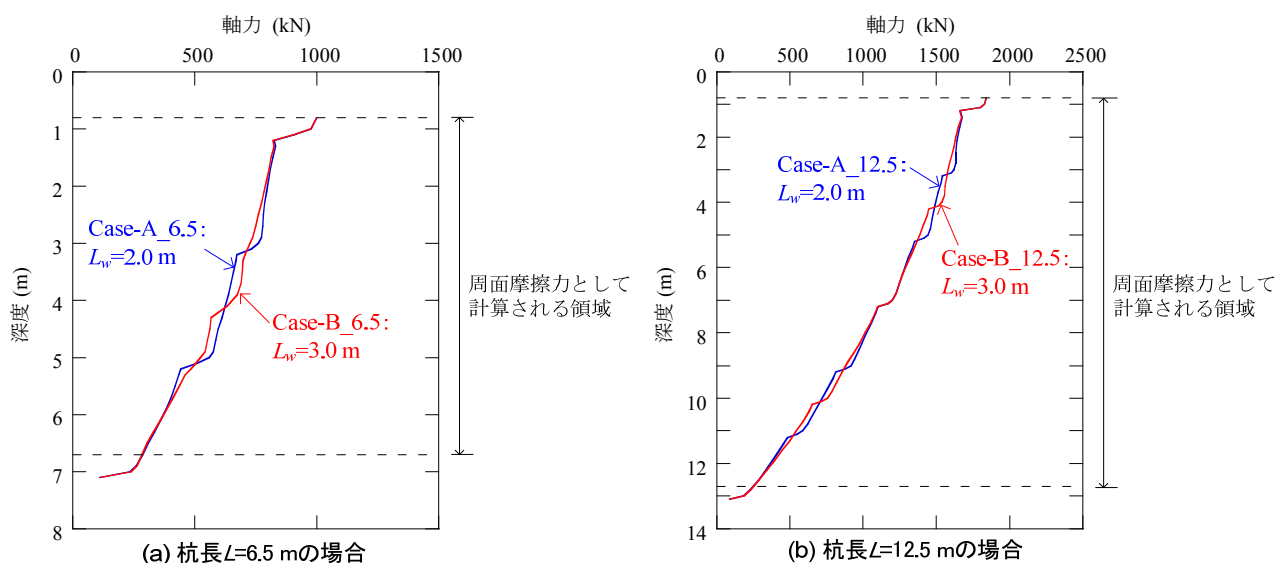
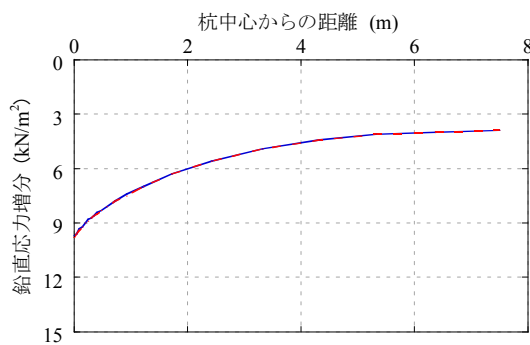
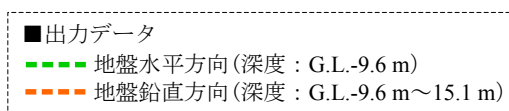
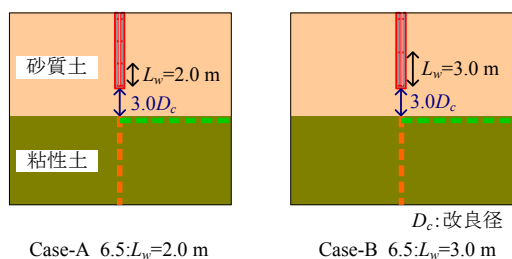


図 5-18 軸力分布図(極限荷重時)

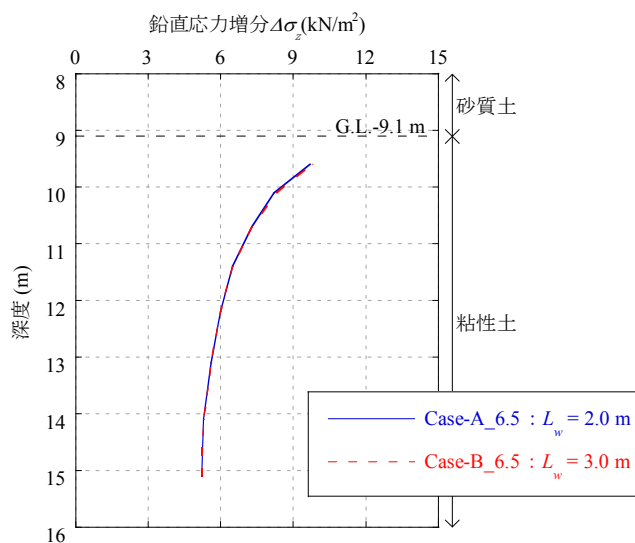
(2) 羽根間隔の違いが下部粘性土へ及ぼす影響

図 5-19 に羽根間隔が $L_w = 2.0$ m である Case-A と $L_w = 3.0$ m である Case-B を比較した地盤水平方向及び鉛直方向の極限荷重時の鉛直応力増分を示す。図 5-19 の(a)が杭長 $L = 6.5$ m, (b)が杭長 $L = 12.5$ m の分布を示している。(a)の地盤水平方向は G.L.-9.6 m の深度の鉛直応力増分を, 地盤鉛直方向は G.L.-9.6 m~15.1 m の深度の鉛直応力増分を示した。また, (b)の地盤水平方向は G.L.-15.8 m の深度の鉛直応力増分を, 地盤鉛直方向は G.L.-15.8 m~21.2 m の深度の鉛直応力増分を示した。

各ケースの鉛直応力増分の分布の傾向は, 杭体に近い方が増分は大きく, 杭体から離れるにつれて小さくなる。各ケースの鉛直応力増分の最大値は, 杭長 $L = 6.5$ m の場合は Case-A_6.5 が 9.7 kN/m^2 , Case-B_6.5 が 9.8 kN/m^2 でありほぼ同じ値を示し, 杭長 $L = 12.5$ m の場合は Case-A_12.5 および Case-B_12.5 とも 11.4 kN/m^2 と同じ値を示した。また, 地盤水平方向および深度方向の各鉛直応力増分の各ケースの値もほぼ同じ値を示しており, 羽根間隔の違いが下部粘性土へ与える影響は同等であることが確認できた。



地盤水平方向の分布 (深度: G.L.-9.6 m)



地盤鉛直方向の分布 (深度: G.L.-9.6~15.1 m)

(a) 杭長 $L = 6.5$ m の場合

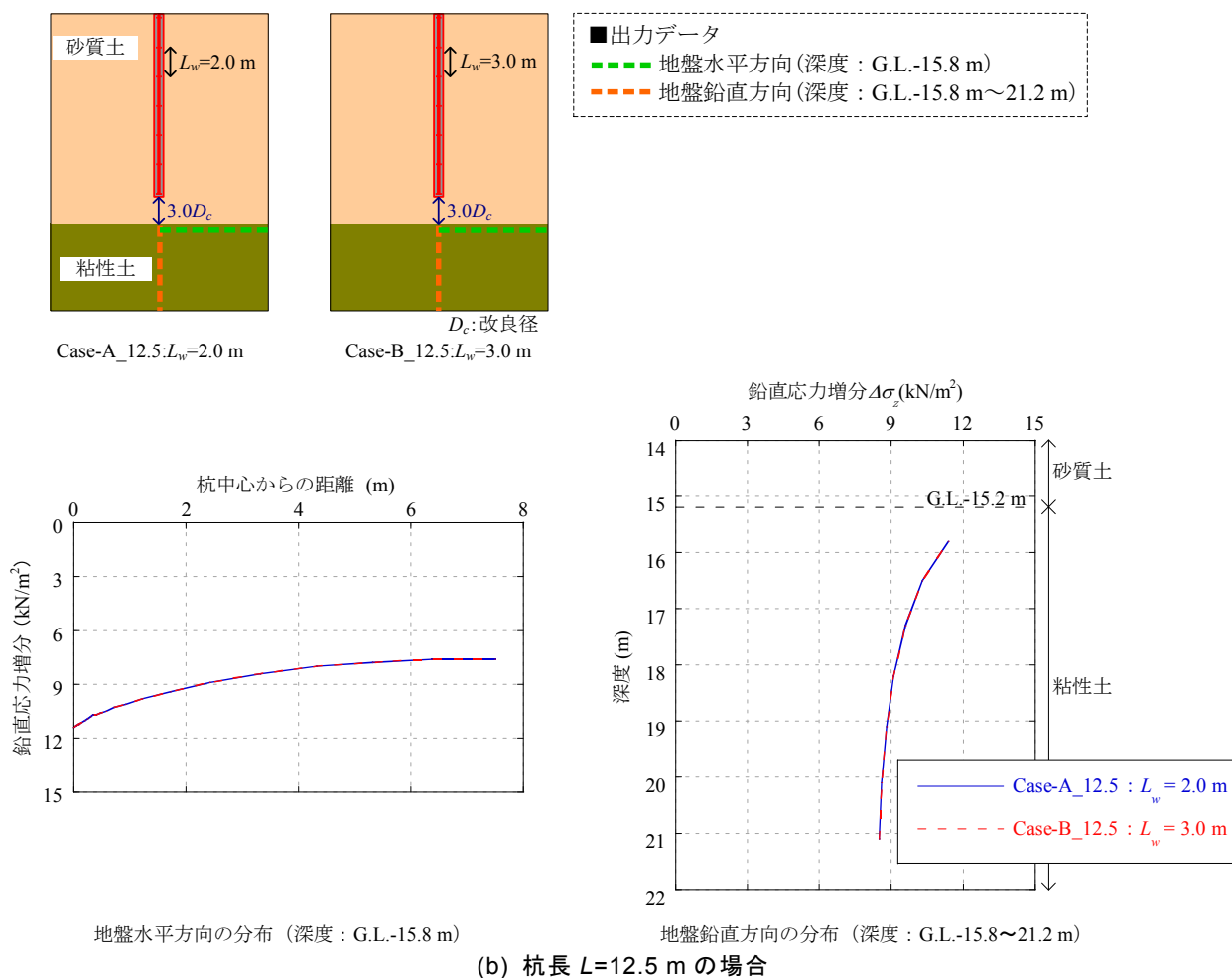


図 5-19 深度方向の鉛直応力増分(極限荷重時)

(3) 羽根間隔の違いが杭体および周辺地盤へ与える影響

(1), (2)の羽根間隔 $L_w = 2.0 \text{ m}$ と $L_w = 3.0 \text{ m}$ の比較検討により, 羽根の枚数や羽根の位置が異なっても, 支持力性能や下部粘性土の荷重伝達にほとんど違いが無いことが確認できた. 本節では, 羽根間隔の違いが杭体内部に発生する応力や杭体の周辺地盤へ与える影響について検証を実施する. 本検証は, ソイルセメント羽根付き鋼管杭の標準的な杭長である $L = 6.5 \text{ m}$ のケース (Case-A_6.5 および Case-B_6.5) にて実施する.

図 5-20 および図 5-21 に羽根間隔 $L_w = 2.0 \text{ m}$ と $L_w = 3.0 \text{ m}$ を比較した極限荷重時の x-z 断面のせん断応力 τ_{xz} の分布を示す. 図 5-20 にせん断応力のコンター図, 図 5-21 にせん断応力分布図を示す. 各分布図は, -1 kN/m^2 以下のせん断応力の分布を示している. まず, 図 5-20 のコンター図について説明する. 図中には, 杭体周辺部を拡大した図も併せて示す. 杭体内部のソイルセメントのせん断応力は, 羽根間隔が $L_w = 2.0 \text{ m}$ である Case-A_6.5 および羽根間隔が $L_w = 3.0 \text{ m}$ である Case-B_6.5 と, 羽根周辺のソイルセメントに大きなせん断応力が発生している. 次に, 図 5-21 の分布図を用いて杭体周辺の地盤に発生するせん断応力を比較する. この図中においても, 杭体周辺部を拡大した図を併せて示す. 杭体周辺の地盤に発生するせん断応力は, 各ケースで比較しても大きな分布形状の違いは見受けられない. 例えば, -40 kN/m^2 のせん断応力は, 各ケースともおよそ深度 G.L.-4 m 以深から発生しており, 羽根の取付け位置の違いの影響を受けていない.

以上，羽根間隔 $L_w = 2.0 \text{ m}$ と $L_w = 3.0 \text{ m}$ のせん断応力 τ_{xz} の分布の比較から，羽根の取り付け位置によって改良体内部の応力分布は異なるが，杭体の周辺地盤の応力分布の形状に大きな違いはない事が確認できた。

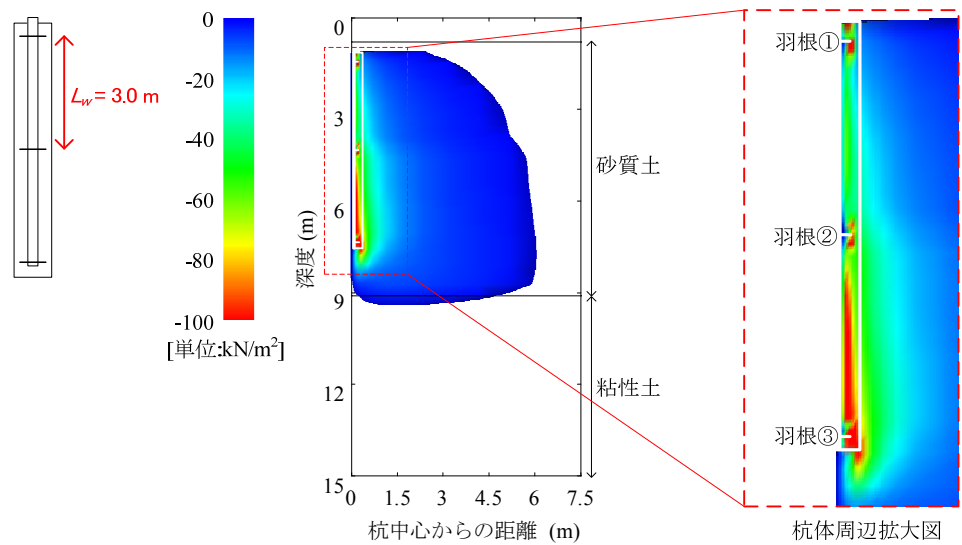
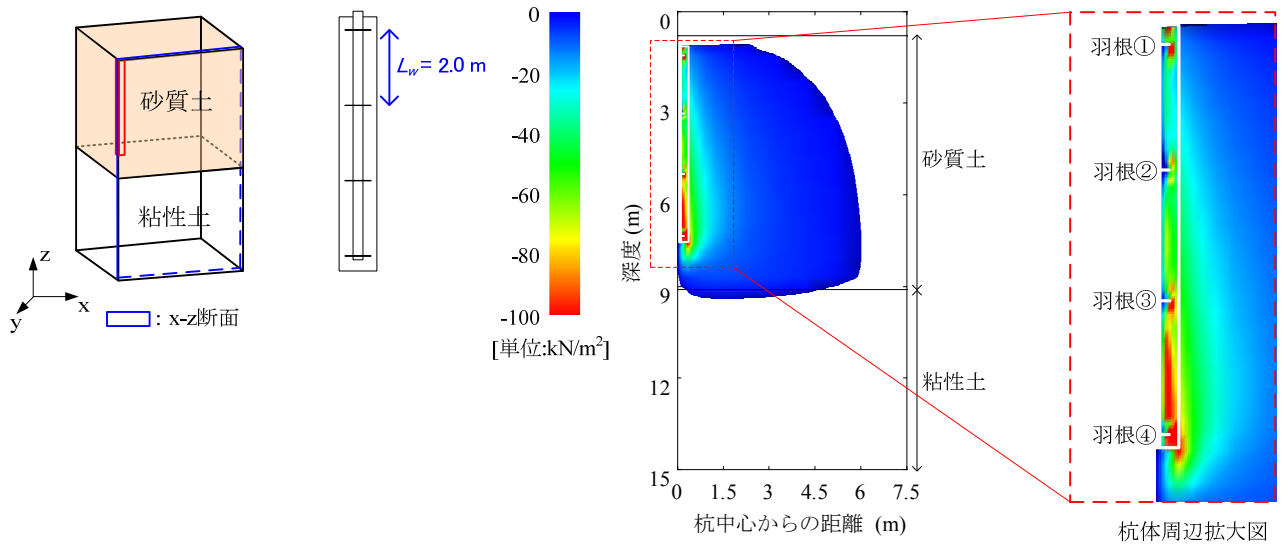


図 5-20 x-z 断面のせん断応力 τ_{xz} のコンター図（杭長 $L=6.5 \text{ m}$ ，極限荷重時）

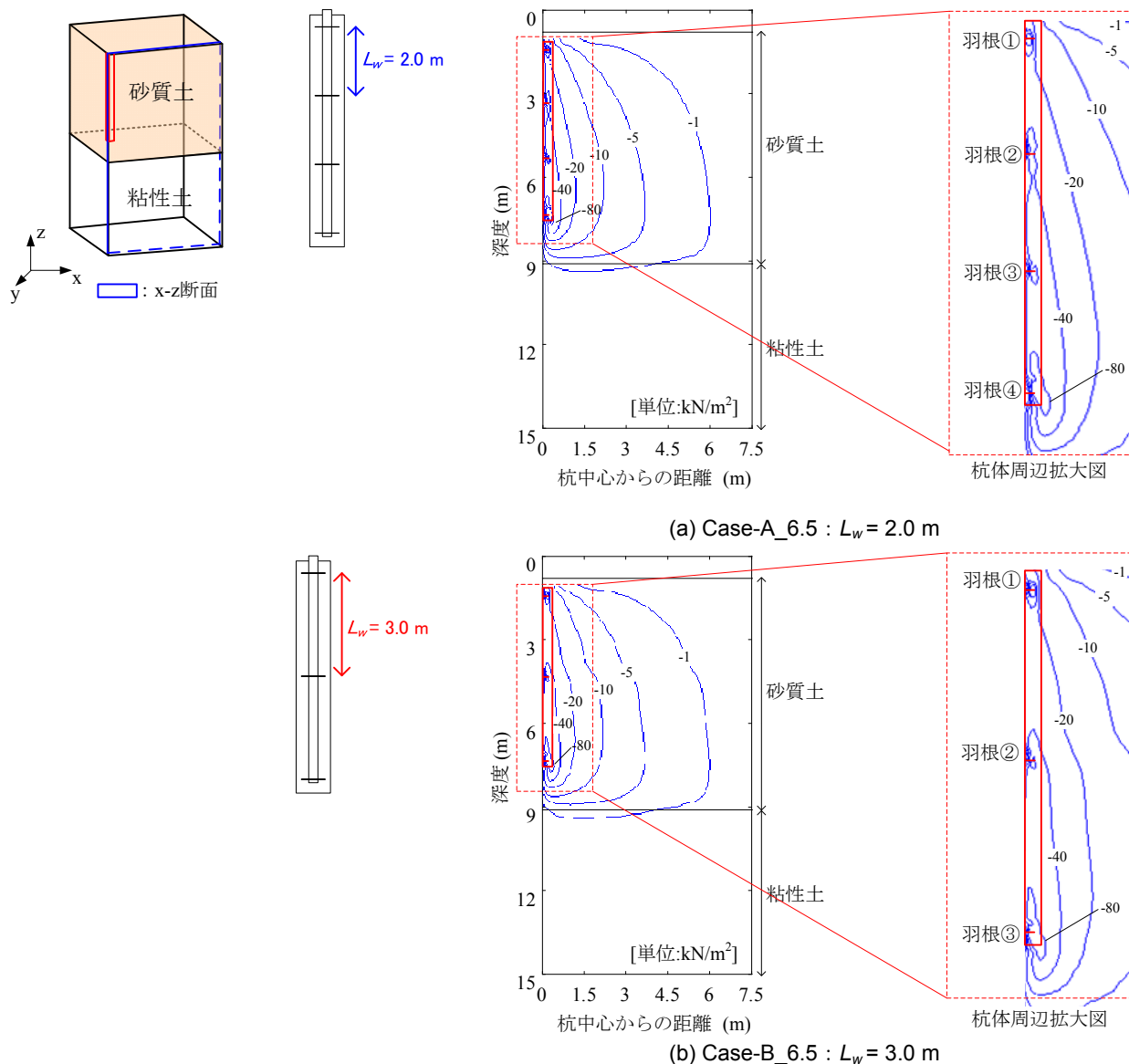


図 5-21 x-z 断面のせん断応力 τ_{xz} の分布図（杭長 $L=6.5$ m, 極限荷重時）

次に、羽根間隔の違いが杭体内部のソイルセメントや杭体近傍の地盤に発生する応力に与える影響をより詳細に検証する。

まず、羽根間隔の違いが杭体内部のソイルセメントに発生するせん断応力へ与える影響について検討する。杭体内部に発生するせん断応力が、ソイルセメントの設計基準強度に対してどれくらいの応力レベルであるかを把握するため、本検討で設定するソイルセメントの基準強度について、記述する。

表 5-8 に本検証で設定するソイルセメントの設計基準強度を示す。設計基準強度は、第 4 章の式 4-4 ～式 4-7 を用いて算出した。杭中間部のソイルセメントの設計基準強度 F_c は、羽根間隔 $L_w=2.0$ m が 496.8 kN/m^2 、羽根間隔 $L_w=3.0$ m が 548.4 kN/m^2 となる。また、杭先端部のソイルセメントの設計基準強度 F_{cp} は、各ケースとも $1,000.0 \text{ kN/m}^2$ となる。本解析で用いるソイルセメントのパラメータは、5.2 の実大載荷試験の試験体の G.L.-2.8 m ～6.9 m のパラメータを参照している。実大載荷試験の際に実施されたコアボーリングによるソイルセメントの一軸圧縮試験において、杭中間部の一軸圧縮強さが $q_u=2,590 \text{ kN/m}^2$ 、杭先端部が $q_u=3,500 \text{ kN/m}^2$ という結果が得られており、表 5-8 に示した設計基準強度を大きく上まる強度の発現が確認されている。

表 5-8 ソイルセメントの設計基準強度

	羽根間隔 L_w (m)	杭中間部のソイル セメントの設計基準強度 F_c (kN/m ²)	杭先端部のソイル セメントの設計基準強度 F_{cp} (kN/m ²)
Case-A_6.5	2.0	496.8	1,000.0
Case-B_6.5	3.0	548.4	

図 5-22 に深度方向の改良体内部に発生する x-z 断面のせん断応力 τ_{xz} の分布を示す。出力データの位置は、羽根外縁部の地盤深度方向 G.L.-1.0 m～G.L.-7.3 m の範囲とする。図中には、杭中間部のソイルセメントの設計基準強度 F_c および杭先端部のソイルセメントの設計基準強度 F_{cp} も併せて示す。改良体内部に発生するせん断応力の分布は、各ケースとも羽根近傍で応力が大きくなる傾向である。最も大きいせん断応力が発生する箇所は杭先端の羽根近傍であり、Case-A_6.5 が-362.7 kN/m²、Case-B_6.5 が-369.9 kN/m² と、各ケースとも同等の値となった。杭体中間部における最大のせん断応力は、羽根①の近傍で発生し、Case-A_6.5 が-147.2 kN/m²、Case-B_6.5 が-151.7 kN/m² と、杭先端と同様、各ケースともせん断応力は同等の値となった。ソイルセメントの設計基準強度との比較では、Case-A_6.5 の杭中間部の応力の最大値は設計基準強度の 29.6 %、Case-B_6.5 の杭中間部の応力の最大値は設計基準強度の 27.7 %、各ケースの杭先端部の応力は設計基準強度の 36.9 %と、各応力とも設計基準強度を大きく下回っている。以上から、羽根間隔が $L_w = 3.0$ m であっても、改良体に発生する最大のせん断応力は $L_w = 2.0$ m と同等であり、羽根間隔が改良体内部に与える影響は小さいことが確認できた。

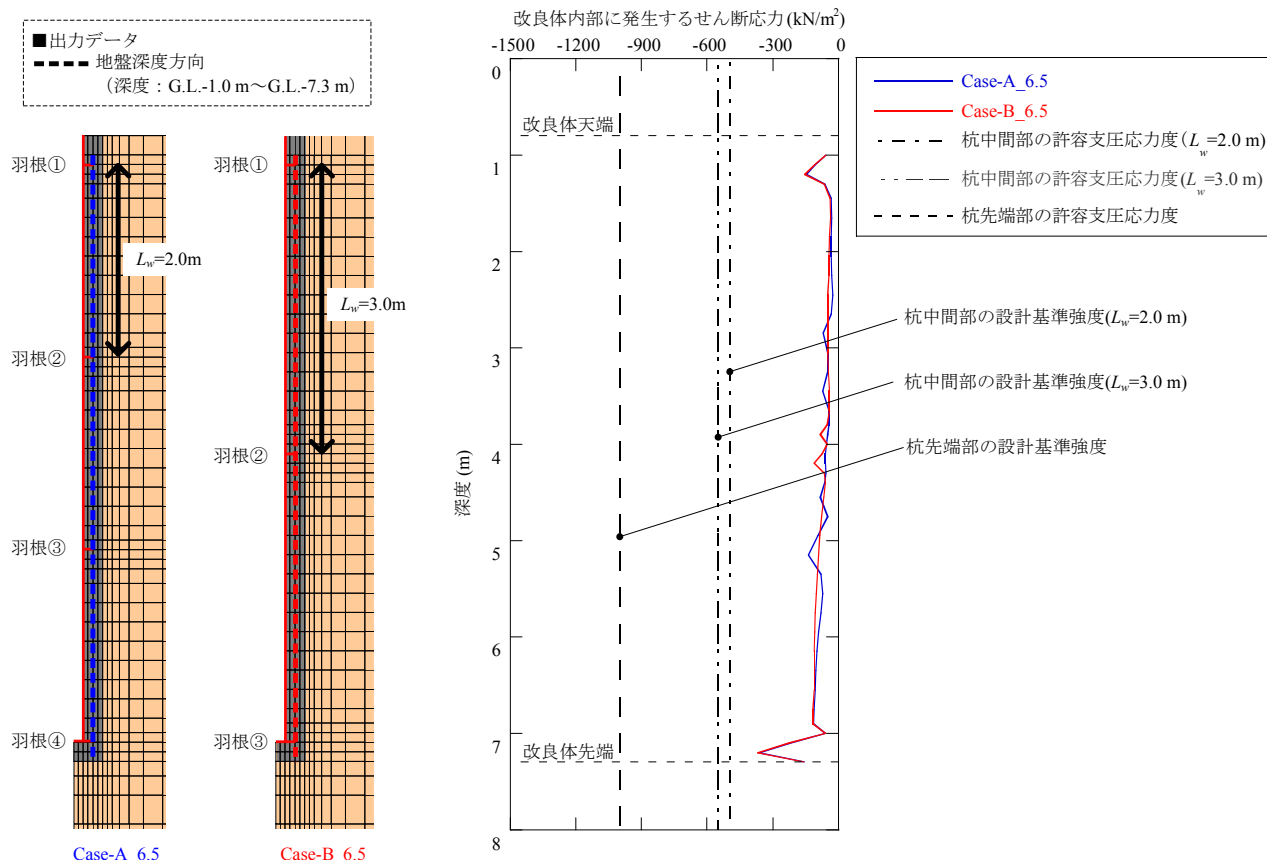


図 5-22 改良体内部に発生する x-z 断面のせん断応力 τ_{xz} の分布 (杭長 $L = 6.5$ m, 極限荷重時)

次に、羽根間隔の違いが杭体近傍の地盤に発生する応力に与える影響を検証する。図 5-23 に深度方向の杭体近傍の地盤に発生する x-z 断面のせん断応力分布 τ_{xz} を示す。出力データの位置は、杭体近傍の地盤深度方向 G.L.-1.0 m～G.L.-7.3 m の範囲とする。杭体近傍の地盤に発生するせん断応力の分布は、各ケースとも深度が深くになるにつれ、せん断応力も大きくなる傾向にある。また、各ケースの比較では、せん断応力の大きさは、各ケースとも同等の値となっていることから、羽根間隔の違いが杭体近傍の地盤に発生する応力に与える影響は小さいことが確認できた。

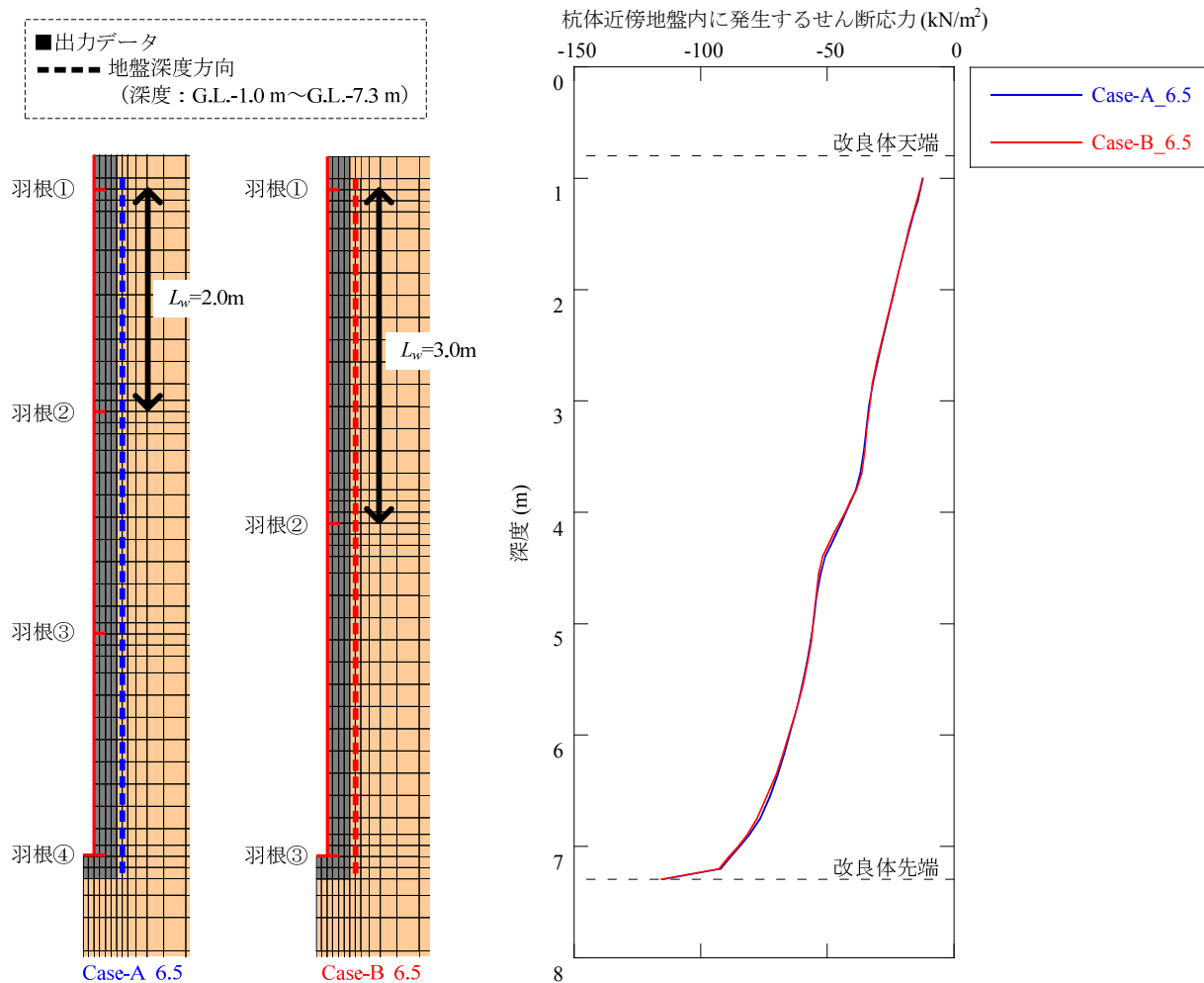


図 5-23 杭体近傍の地盤に発生する x-z 断面のせん断応力 τ_{xz} の分布（杭長 $L=6.5$ m，極限荷重時）

以上、羽根間隔 $L_w = 2.0$ m と $L_w = 3.0$ m の比較検討により、荷重と変位の関係や周面摩擦力は同様であり、支持力性能に大きな違いがない事が確認できた。また、羽根位置や羽根枚数が異なることで改良体内部のせん断応力分布は異なるが、杭体の周辺地盤の応力伝播状況に大きな違いがない事が確認できた。また、羽根間隔の違いが改良体内部に発生するせん断応力や杭体近傍の地盤に発生する応力に与える影響を検証した結果、改良体内部に発生するせん断応力の最大値や杭体近傍の地盤に発生する応力は同等であった。よって、羽根間隔を標準仕様である $L_w = 2.0$ m から $L_w = 3.0$ m に広げ、羽根枚数を減らしても、支持力性能や周辺地盤の荷重伝達に大きな影響がない事が明らかになった。

5.4 杭体から圧密層への荷重伝達機構

杭体から圧密沈下層への荷重伝達機構の検証として、砂質土と粘性土の2層地盤の構成が圧密沈下層へ及ぼす影響を土-水連成弾塑性有限要素法を用いて検証する。5.4.1では数値実験対象ケースについて述べた後、5.4.2及び5.4.3で数値解析の概要やモデル化について述べ、5.4.4で杭体から圧密層への応力の伝播状況について検討し、5.4.5で建築構造設計指針³⁰⁾に示されている圧密沈下量の算出方法により求められた設計値と解析値を比較し、設計値の適用性を検討する。

5.4.1 数値実験対象ケース

本研究では、砂質土と粘性土から構成される2層地盤において、2層地盤の構成が圧密層に与える影響を検証する。図5-24に2層地盤の構成に関する解析ケースを示す。各ケースは、ソイルセメント羽根付き鋼管杭が使用される地盤の中でも、大きな沈下量が発生する可能性のある地盤である。杭先端以深の地盤が砂質地盤であれば周辺地盤に粘性土があっても大きな圧密沈下量は発生しないが、本ケースのように杭先端以深が粘性土地盤である場合、沈下問題が重要視される。比較は、杭体周辺の砂質土の層厚が異なる3ケースにて実施した。各層の層厚は、改良径 D_c を基準に決定し、下部粘性土の厚さは各ケースとも $10D_c$ とした。また、各ケースとも改良体先端から粘性土までの距離を $3D_c$ とした。この距離の根拠は、5.3.1で示した内容と同様である。

Case-1は、砂質土の層厚が $11.5D_c$ であり、杭体周辺の地盤は全て砂質土である。Case-2は、砂質土の層厚が $7.0D_c$ であり、杭体周辺の地盤のおよそ半分が粘性土である。そして、Case-3は砂質土の層厚が $4.0D_c$ であり、杭体周辺の地盤のおよそ9割が粘性土である。各ケースを比較することで、地盤条件によって異なる杭体の先端支持力が、圧密層に与える影響を考察する。また、本解析は実現場と同条件とするため、フーチングもモデル化した。フーチングの大きさは、1辺が改良径の直径600mmと同様となるように設定した²⁾。載荷荷重は、長期荷重レベルでの比較を行うため、各ケースの地盤構成に相当する長期支持力とした。載荷荷重の詳細は、5.4.2に記述する。表5-9に杭体の仕様を示す。本解析に用いる杭体の仕様は、5.2の実大載荷試験で用いた試験体と同様の仕様とした。

表 5-9 杭体の仕様

鋼管径 $D_0(\text{mm})$	鋼管厚 $t(\text{mm})$	羽根径 $D(\text{mm})$	改良径 $D_c(\text{mm})$	杭長 (m)
190.7	12.0	400	600	5.0

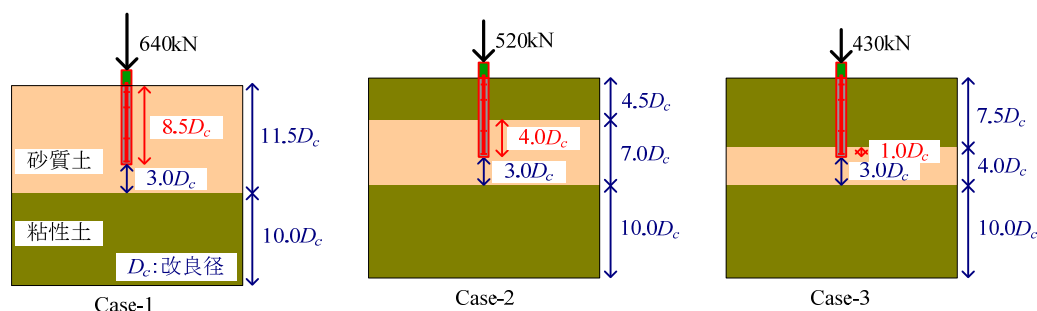


図 5-24 2層地盤の構成に関する解析ケース

5.4.2 数値解析の概要

(1) 数値解析コード及び有限要素メッシュ

数値解析コードは、5.2 及び 5.3 と同様、DBLEAVES を用いた。図 5-25 に本解析で用いる有限要素解析メッシュを示す。解析領域は、5.2 及び 5.3 と同様、対称性を考慮して、4 分の 1 領域とした。有限要素メッシュは節点数 25,137、要素数 20,547 である。

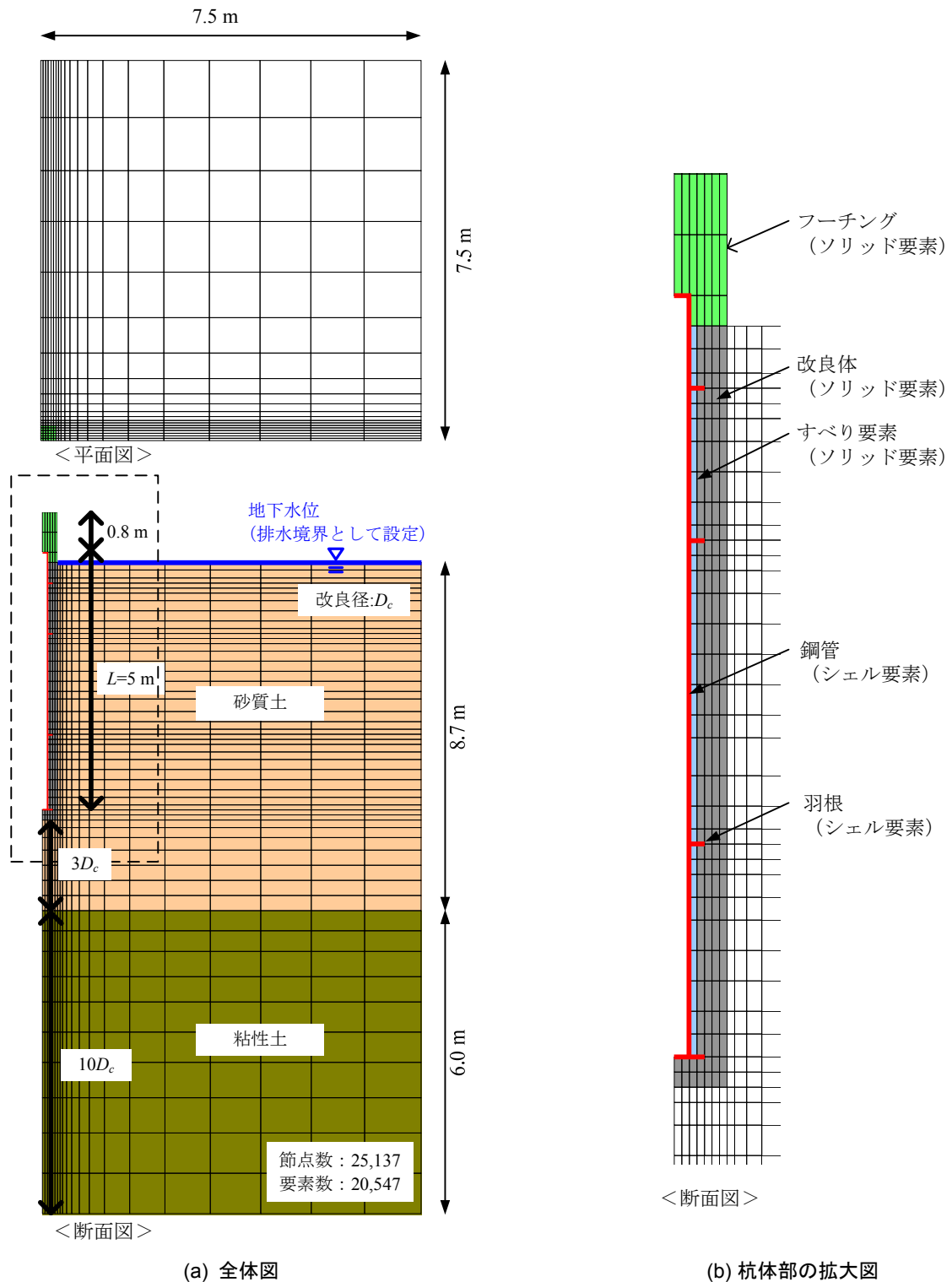


図 5-25 有限要素メッシュ (Case-1 の場合)

(2) 境界条件及び初期有効応力状態

境界条件は、領域側面については変位を鉛直方向にのみ自由とし、底面については全方向に変位を拘束した。さらに地表面は変位自由境界とした。図 5-25 に地盤の排水条件を示す。排水条件は、地表面に地下水位を設定し、地盤側方を非排水条件とした。また、杭体部を構成するソリッド要素は不透水要素とした。

実際の施工では、フーチングを打設する際に、表層が掘削により除去される。このことを表現するために、数値解析では G.L.=-0.0 m~-1.8 m における地層の影響を初期の有効応力状態にのみ反映させ、本解析に用いるメッシュでは該当する要素を除去し、新たにフーチング部を模擬した節点と要素を追加した(図 5-23)。また杭についても 5.2 及び 5.3 と同様に解析の初期状態を決定した後、杭体部に該当する要素を杭のモデルで置換した。そのため本解析でも杭体の自重による影響や杭の施工に伴う地盤の有効応力状態の変化は考慮していない。

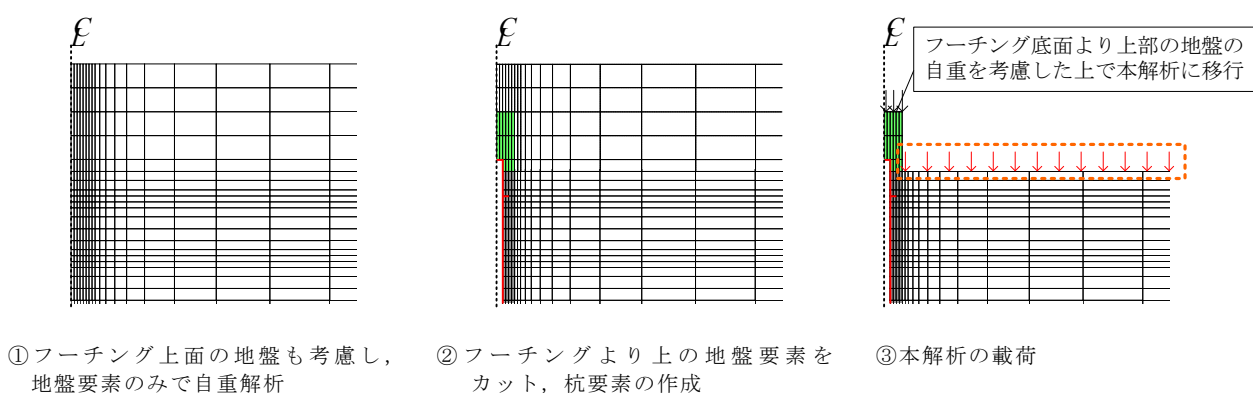


図 5-26 本解析に用いるメッシュの作成方法

(3) 載荷条件と解析対象期間

① 載荷条件

対象とする構造物は、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の標準的な適用構造物である鉄骨造 2~3 階の小規模な建築構造物とする。載荷荷重は、各ケースの地盤条件下における長期許容鉛直支持力とした。各ケースの長期支持力の値は、各ケースの地盤条件下で載荷試験シミュレーションを行い、結果として得られた極限支持力を安全率 3 で除した値とした。各ケースの載荷荷重は、Case-1 が 640 kN, Case-2 が 520 kN, Case-3 が 430 kN とした。また上記荷重はすべてフーチング上面に等分布荷重として与えた。

② 解析対象期間

載荷期間は、フーチングの構築から鉄骨の建て方までの期間として 30 日と設定した。解析期間は 50 年間とした。これは、わが国における建築物の寿命が平均で 30~40 年程度⁵⁷⁾であり、また、「建築物の限界状態設計指針⁵⁸⁾」においても、安全性を対象とした終局限界状態設計を行う際の「基準期間」を 50 年としているためである。

5.4.3 モデル化及び材料定数の決定

(1) 土-水連成有限要素法の概要

固体力学に基づく土骨格と間隙水圧の連成問題における支配方程式は、固相と液相の二相からなる飽和多孔質体を扱った Biot の 2 相混合体理論⁵⁹⁾により導くことができる。本研究では、土-水連成問題における支配方程式として、Oka ら⁶⁰⁾により誘導された固相の変位 u と間隙水圧 p を未知数とした u - p formulation⁶¹⁾を用いる。 u - p formulation⁶¹⁾では他の定式化 ($full$ formulation, u - U formulation⁶²⁾, u - w formulation⁶³⁾とは異なり水の変位を扱わないため、従来から地盤工学で用いられてきた圧密問題ともなじみがよい。また、Chirstian & Boehmat⁶⁴⁾に従い要素重心位置で間隙水圧を定義すれば、とくべき自由度の数を減らすことができ、計算コストの面で有利である。

つぎに支配方程式の離散化について述べる。一般的な空間離散化には有限要素法が用いられるが、本研究では有限要素法と差分法を用いて、支配方程式の空間離散化を行う。つまり赤井・田村⁶⁵⁾の方法に則り、つりあい式の空間離散化には有限要素法を用いて、連続式の空間離散化には差分法を用いる。赤井・田村⁶⁵⁾の方法では、間隙水圧が要素重心位置で一定値として定義される。また、応力とひずみも次数低減積分により要素重心位置で定義する。この方法により、計算自由度の低減と非排水条件での shear locking が回避できる⁶⁶⁾。解析手法の精度は、Oka ら⁶⁰⁾より既に検証されている。

(2) 地盤モデル及びパラメータ

表 5-10 に、本解析で用いた各層の地盤定数を示す。各地盤定数は、5.2 の実大載荷試験を対象とした数値解析で用いたパラメータ (表 5-3) を参照して決定した。砂質土は Yusc-1 を、粘性土は Ylc のパラメータとした。また、砂質土の透水係数は参考文献⁶⁷⁾の値を、粘性土は Ylc の試料で実施された圧密試験の結果を参照した。なお、粘性土は正規圧密状態 ($OCR = 1.0$) として設定した。

表 5-10 地盤材料及び材料定数

種類 定数	砂質土	粘性土
密度 (10^3kg/m^3)	1.900	1.659
間隙比 e_0	1.000	1.551
破壊時主応力比 M_f	3.096	2.527
ポアソン比 ν	0.300	0.300
静止土圧係数 K_0	0.520	0.614
β (stress-dilatancy)	2.0	1.5
a (ANN) parameter	500	500
圧密指数 λ	0.070	0.390
膨潤指数 κ	0.005	0.045
透水係数 k (m/sec)	1.000e-4	1.800e-9
OCR	20	1

(3) 杭モデル及びパラメータ

羽根付き鋼管及びソイルセメントのパラメータは、5.3 と同様である。杭体モデルは、5.2 及び 5.3 と同様である。第 4 章の模型実験に対する数値解析で適用性を確認できた解析モデルを使用する。

(4) フーチングのモデル化及びパラメータ

実際のフーチングは RC 構造だが、数値解析では簡単のため地盤や杭よりも十分に剛な弾性体要素 ($E = 2.00 \times 10^{10} \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.20$) としてモデル化している。

5.4.4 杭体から周辺地盤への長期的な荷重伝達

(1) 下部粘性土の鉛直応力増分

図 5-27 に下部粘性土における載荷終了時の各ケースの鉛直応力増分の分布を示す。各ケースは載荷荷重が異なるため、鉛直応力増分を載荷応力で除し、無次元化した鉛直応力増分比で比較する。(a) が地盤水平方向、(b) が地盤鉛直方向の分布を示している。地盤水平方向は、G.L.-9.1 m の深度の、地盤鉛直方向は、G.L.-9.1 m ~ 14.7 m の深度の分布を示した。地盤深度方向における各ケースの鉛直応力増分の最大値は、Case-1 が 0.0039, Case-2 が 0.0050, Case-3 が 0.0077 となり、Case-3 の地盤構成が下部粘性土に最も大きな影響を与え、Case-1 は最も影響が小さいという結果になった。これは、各ケースの載荷荷重に対する先端支持力の大きさが寄与していると考えられる。

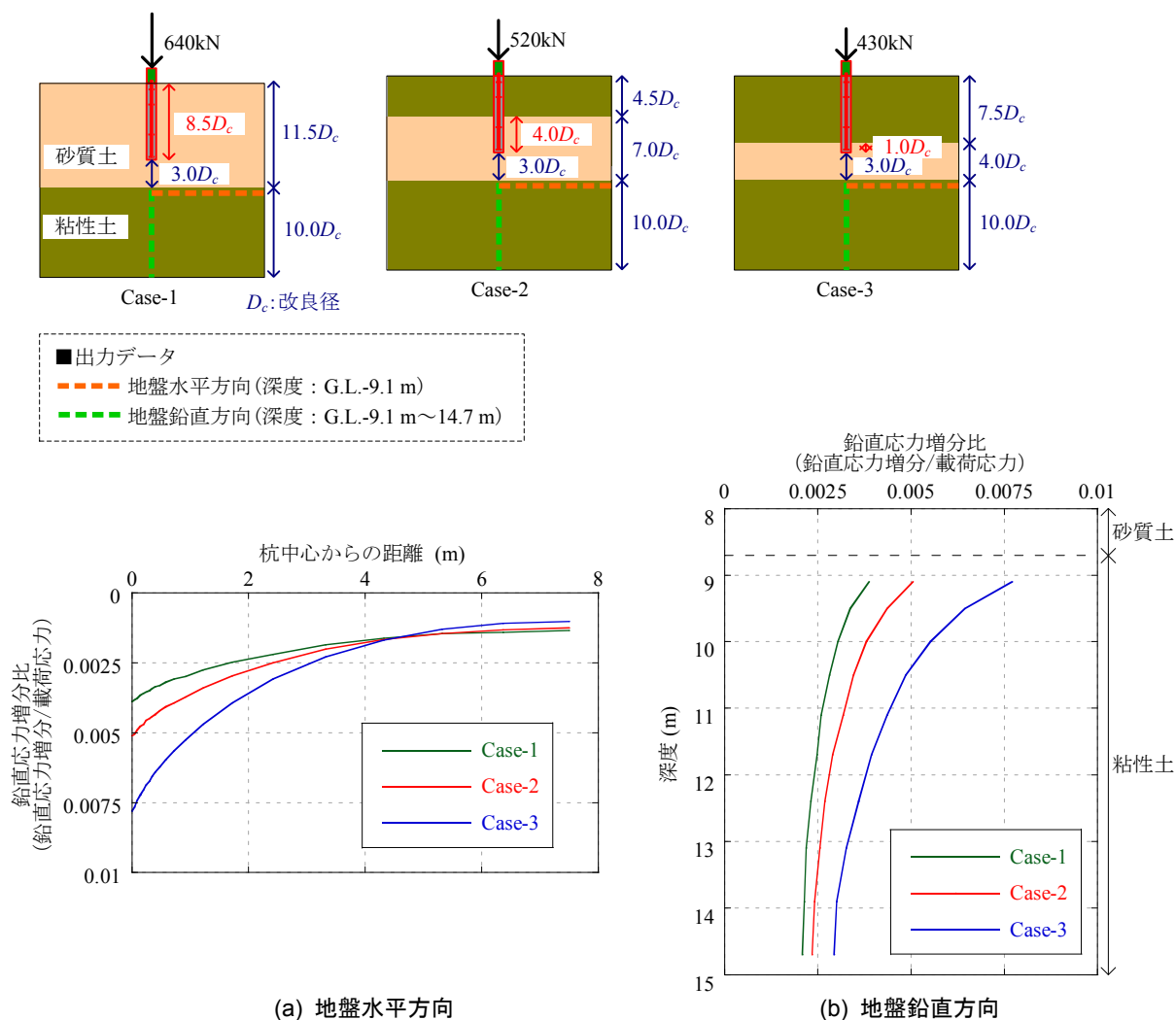


図 5-27 下部粘性土の鉛直応力増分(載荷終了時)

図 5-28 に載荷荷重に対する周面摩擦力と先端支持力の各荷重を示す。各荷重は、各ケースにおける載荷試験のシミュレーションから得られた軸力分布から算出した。各ケースの先端支持力は、Case-1 が 146 kN、Case-2 が 159 kN、Case-3 が 178 kN となる。Case-3 の先端支持力が最も大きく、Case-1 が最も小さいのは、砂質土の方が粘性土より地盤の剛性が高く、砂質土の層厚が薄いほど、周面摩擦力が小さく、先端に伝達される荷重が大きくなるためだと考えられる。

図 5-29 に各ケースの下部粘性土の鉛直応力増分の最大値と周面摩擦力および先端支持力との関係を示す。鉛直応力増分は載荷応力で除し、無次元化した鉛直応力増分比で示す。(a)が周面摩擦力、(b)が先端支持力との関係を示している。周面摩擦力が小さくなるほど、また先端支持力が大きくなるほど、最大鉛直応力増分は大きくなる。

図 5-30 に各ケースの鉛直応力増分の地盤内分布の分布図を示す。各ケースにおいて鉛直応力増分がどのように分布しているかを把握し、周面摩擦力および先端支持力の大きさの違いが下部粘性土へ与える影響について検証する。図 5-30 (a)に鉛直応力増分比が 0.0007 以上の分布図を示す。図より、周面摩擦力が大きいケースほど、応力が浅い深度から水平方向に分布している。これは、砂質土の剛性が高いためであると考えられる。Case-1 は杭体周辺が全て砂質土であるため、浅い深度から水平方向に分布する傾向も最も顕著となっている。このことから、杭体周辺の砂質地盤が厚いほど、水平方

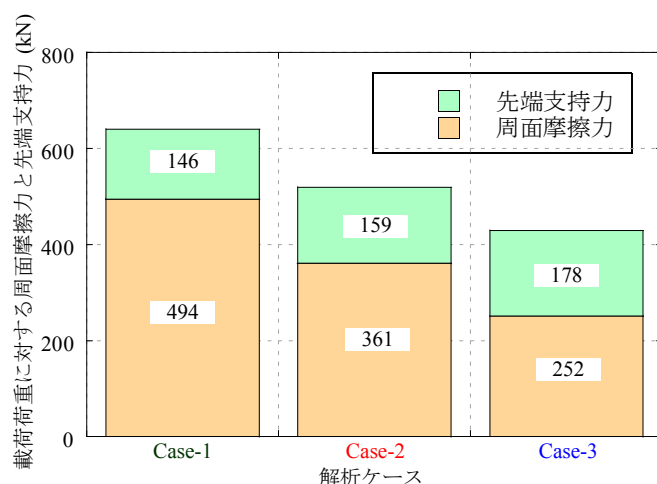


図 5-28 載荷荷重に対する周面摩擦力と先端支持力(載荷終了時)

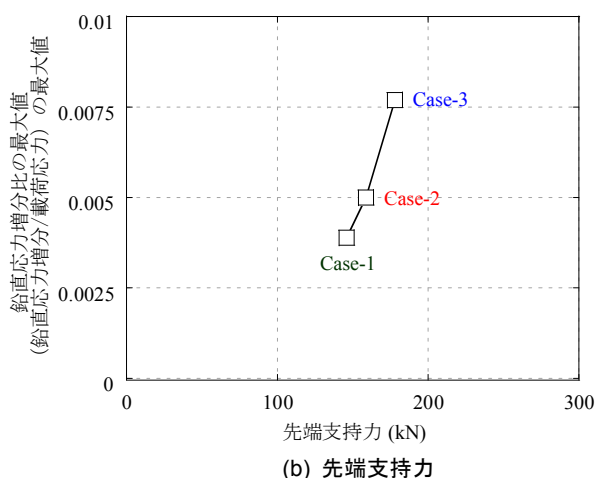
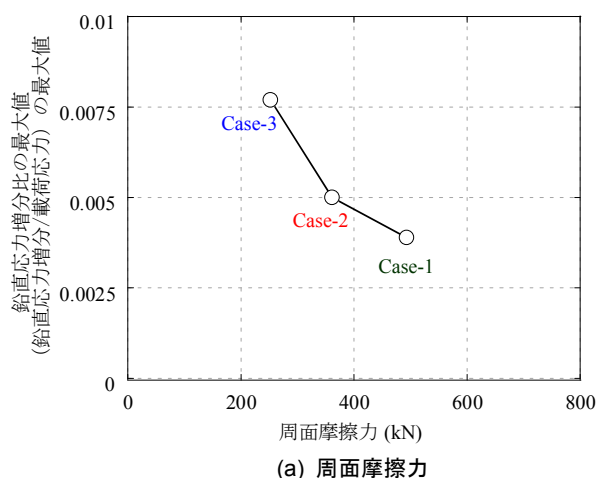
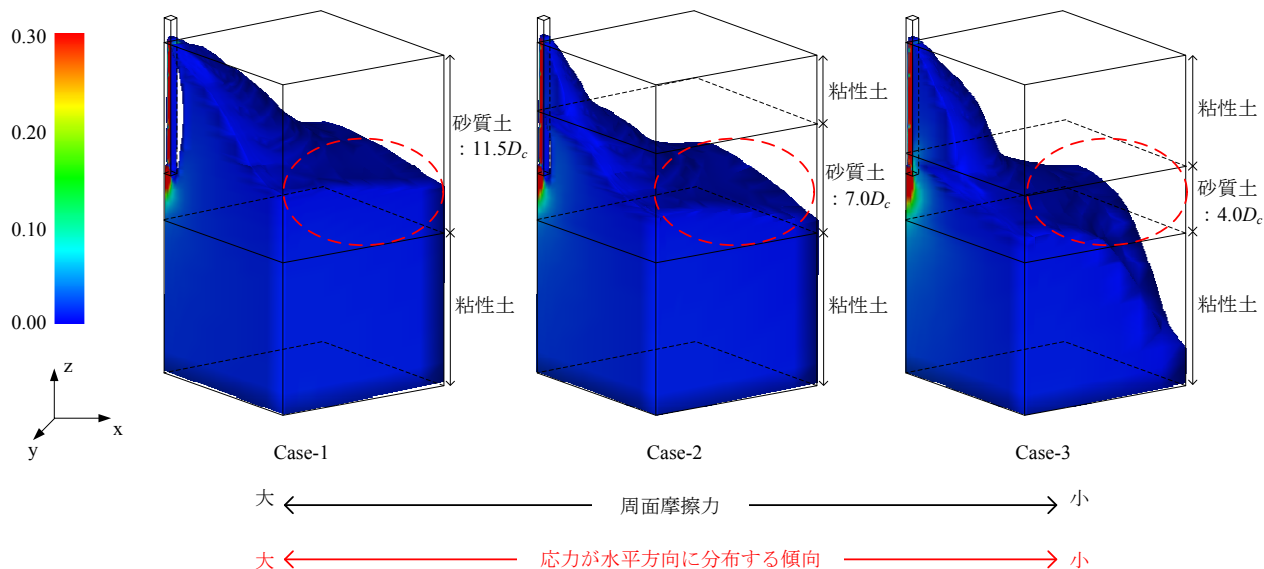


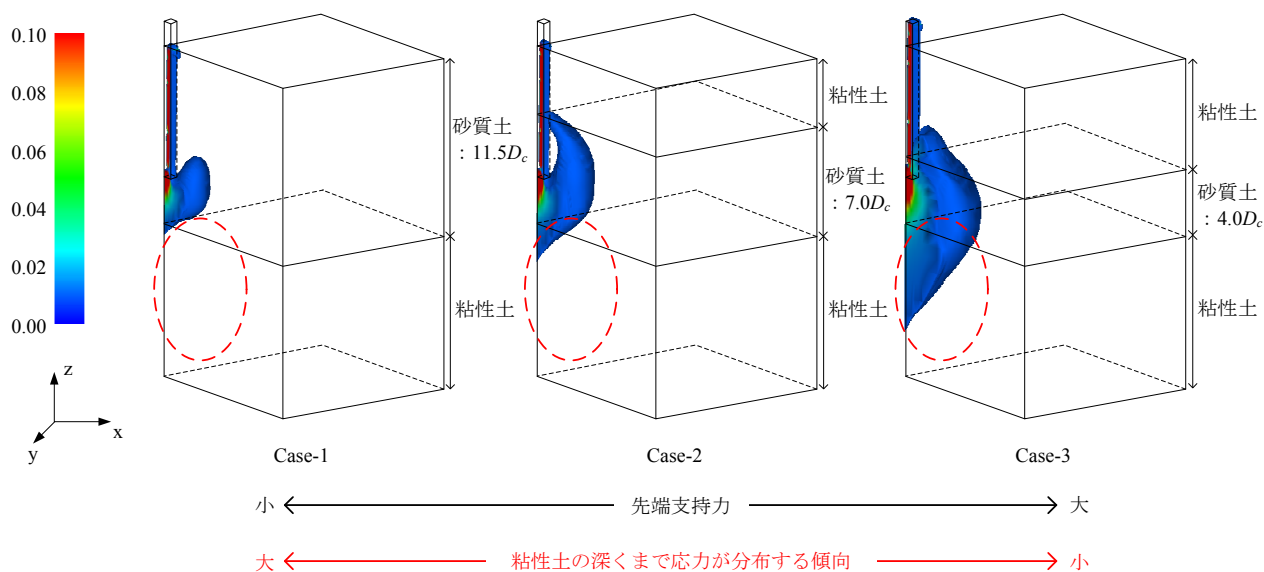
図 5-29 鉛直応力増分比の最大値と周面摩擦力および先端支持力との関係(載荷終了時)

向のより広い範囲に応力が伝達され、下部粘性土にも広範囲に影響を与えていることが確認できる。

図 5-30 に鉛直応力増分比が 0.004 以上の分布図を示す。図より、先端支持力大きいほど、粘性土の深くまで応力が分布している。これは、先端支持力大きいケースほど、杭体先端から地盤へ応力が伝達され杭先端以深に伝達される応力も大きくなるためだと考えられる。



(a) 鉛直応力増分比(鉛直応力増分/載荷応力):0.0007 以上を表記



(b) 鉛直応力増分比(鉛直応力増分/載荷応力):0.004 以上を表記

図 5-30 鉛直応力増分の地盤内分布 (載荷終了時)

図 5-31 に各ケースの鉛直応力増分の地盤内分布をより詳細に検証するため、x-z 断面（地盤鉛直方向）および x-y 断面（地盤水平方向）の分布を示す。x-y 断面は、砂質土層と粘性土層の境界となる G.L.-8.7 m の深度の分布を示している。図より、先端支持力が地盤内応力分布に与える影響を検証する。5-31 (a)より、先端支持力がもっとも小さい Case-1 の応力球根の大きさが最も小さく、一方、先端支持力がもっとも大きい Case-3 の応力球根の大きさが最も大きい。例えば、鉛直応力増分比 0.004 の圧線に着目して、各ケースの応力伝播状況を比較する。各ケースの圧線の地盤鉛直方向の影響範囲は、改良径 D_c で正規化すると、Case-1 が杭先端から $2.8D_c$ 、Case-2 が杭先端から $4.0D_c$ 、Case-3 が杭先端から $6.5D_c$ である。以上から、先端支持力と応力球根の関係は、先端支持力が大きいほど、杭体以深により大きな圧力球根が形成され、下部粘性土へ及ぼす影響も大きくなる。

また、図 5-27 の地盤水平方向の鉛直応力増分の分布において、杭中心からの距離がおよそ 4.5 m 離れた位置から、各ケースの傾向は逆転し、鉛直応力増分比は Case-1 が最も大きく、Case-3 が最も小さい。これは、砂質土の層厚に違いによる応力伝播の違いによるものである。砂質土は、粘性土に比べて剛性が高いため、応力は水平方向に伝播する。外縁部の鉛直増分応力比 0.0007 の圧線に着目して考察する。圧線の伝播状況は、砂質土の層厚が厚いケースほど、応力がより広範囲に伝播されていることが分かる。砂質土と粘性土の境界である G.L.-8.7 m と圧線外縁部との距離で各ケースを比較すると、Case-1 が $3.8D_c$ 、Case-2 が $2.5D_c$ 、Case-3 が $1.3D_c$ である。以上から図 5-27 に示すように、杭中心からの距離がおよそ 4.5 m 離れた位置から、各ケースの傾向が逆転するのは、砂質土の層厚に起因する応力の伝播状況が異なるためである。

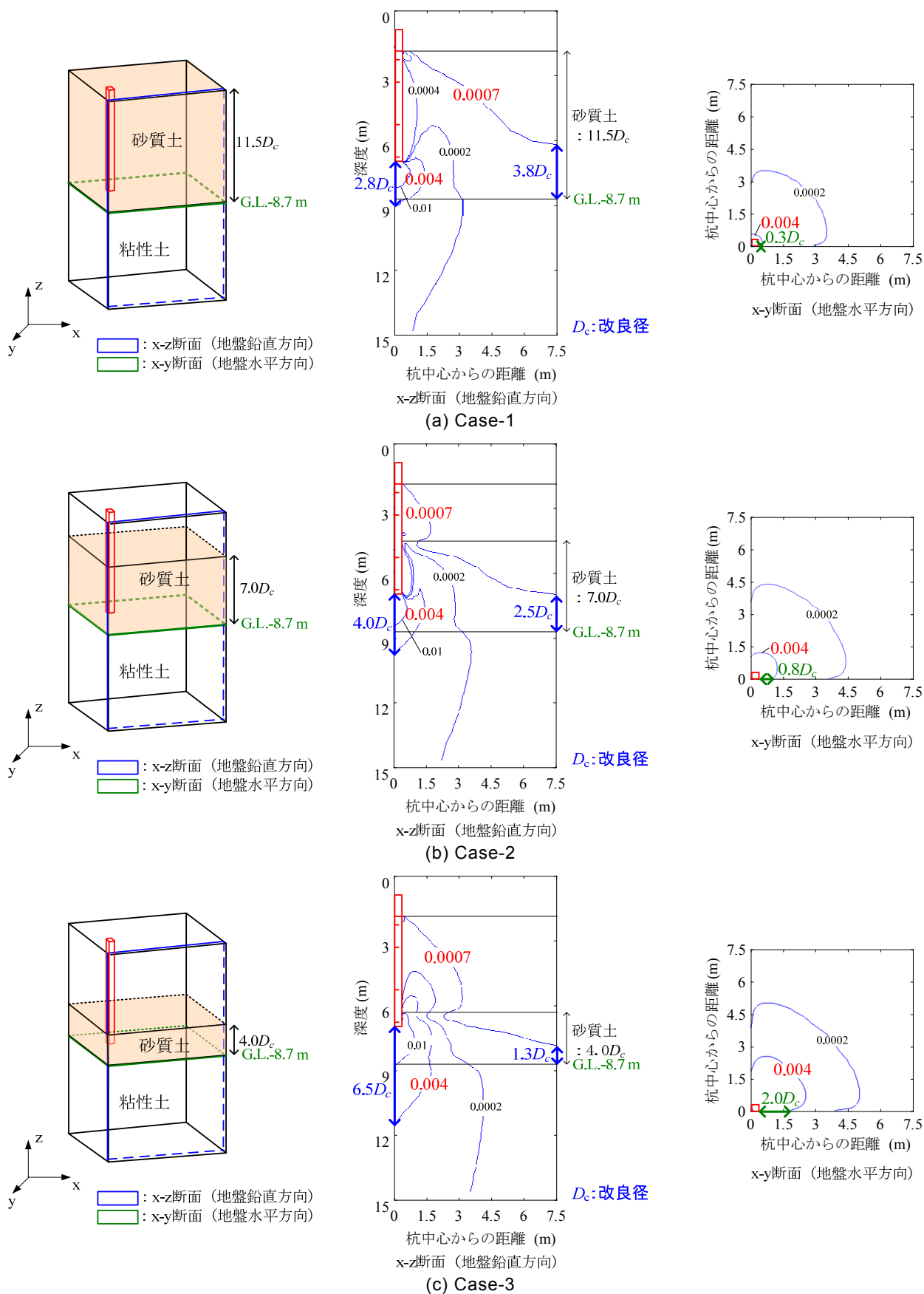


図 5-31 鉛直応力増分の地盤内分布比（載荷終了時）

(2) 長期的な鉛直応力増分の推移

長期的な鉛直応力増分の検討を，載荷終了時の鉛直応力増分が最も大きい Case-3 で行う．図 5-32 に地盤水平方向の，図 5-33 に地盤鉛直方向の(a)鉛直応力増分及び(b)鉛直有効応力増分，(c)過剰間隙水圧の分布を示す．(a) 鉛直応力増分は，(b) 鉛直有効応力増分と(c) 過剰間隙水圧の和として求めた．

図 5-32 及び図 5-33 の(b)鉛直有効応力増分の傾向は，50 年後の鉛直有効応力増分は載荷終了時に比べて，地盤水平方向においてはほぼ同等の値を示し，地盤鉛直方向においては最大で 300 %大きい．また，(c) 過剰間隙水圧の傾向は，載荷終了時では過剰間隙水圧が発生しているが，50 年後では完全に消散している．これら，(b) 鉛直有効応力増分と(c) 過剰間隙水圧の和とした(a) 鉛直応力増分は，50 年後の鉛直応力増分は載荷終了時に比べて，地盤水平方向において最大で 5 %，地盤鉛直方向において最大で 14 %小さい．

図 5-34 に深度 G.L.-12.1 m の要素から出力した鉛直有効応力増分と過剰間隙水圧の時刻歴の推移を示す．鉛直応力増分及び鉛直有効応力増分，過剰間隙水圧について，(a) 700 日後まで，および(b) 50 年後までの推移を示している．過剰間隙水圧の消散過程より，載荷終了時では過剰間隙水圧は 2.4 kN/m^2 と最も大きな値を示し，50 年後では完全に消散している．一方，鉛直有効応力は，載荷終了後も過剰間隙水圧の消散に従って増加し，過剰間隙水圧がほぼ一定値となる 500 日頃から一定の値を示している．

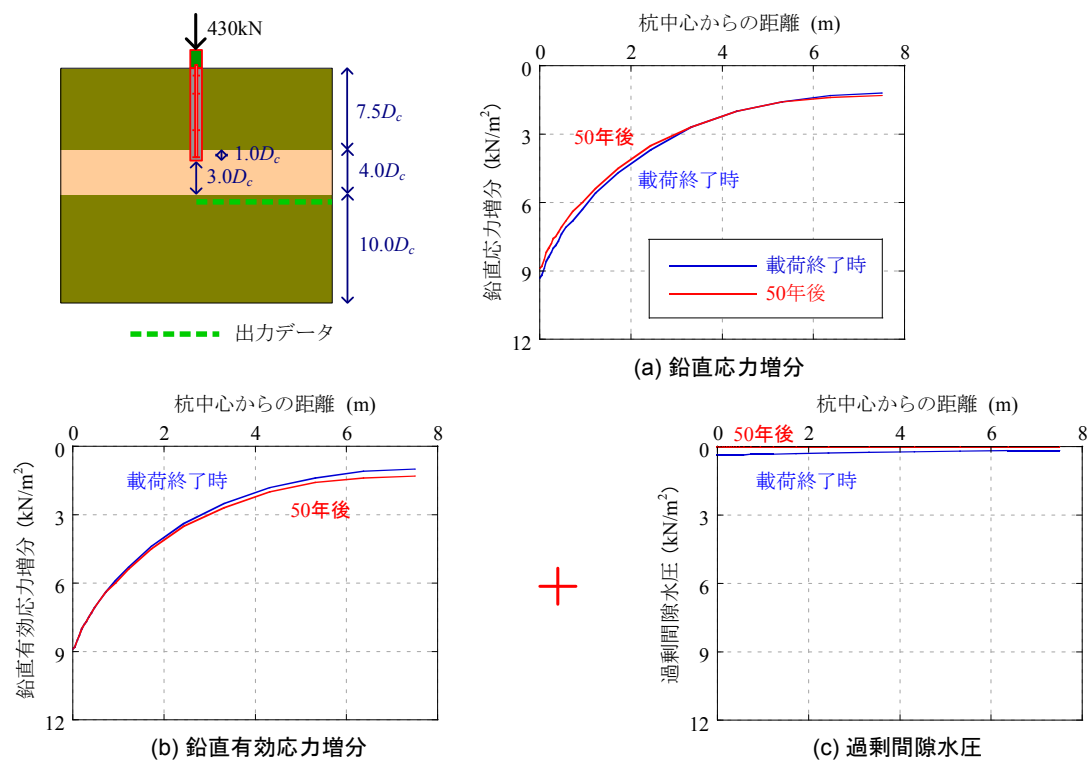


図 5-32 地盤水平方向の鉛直有効応力増分と過剰間隙水圧 (深度: G.L.-9.1 m)

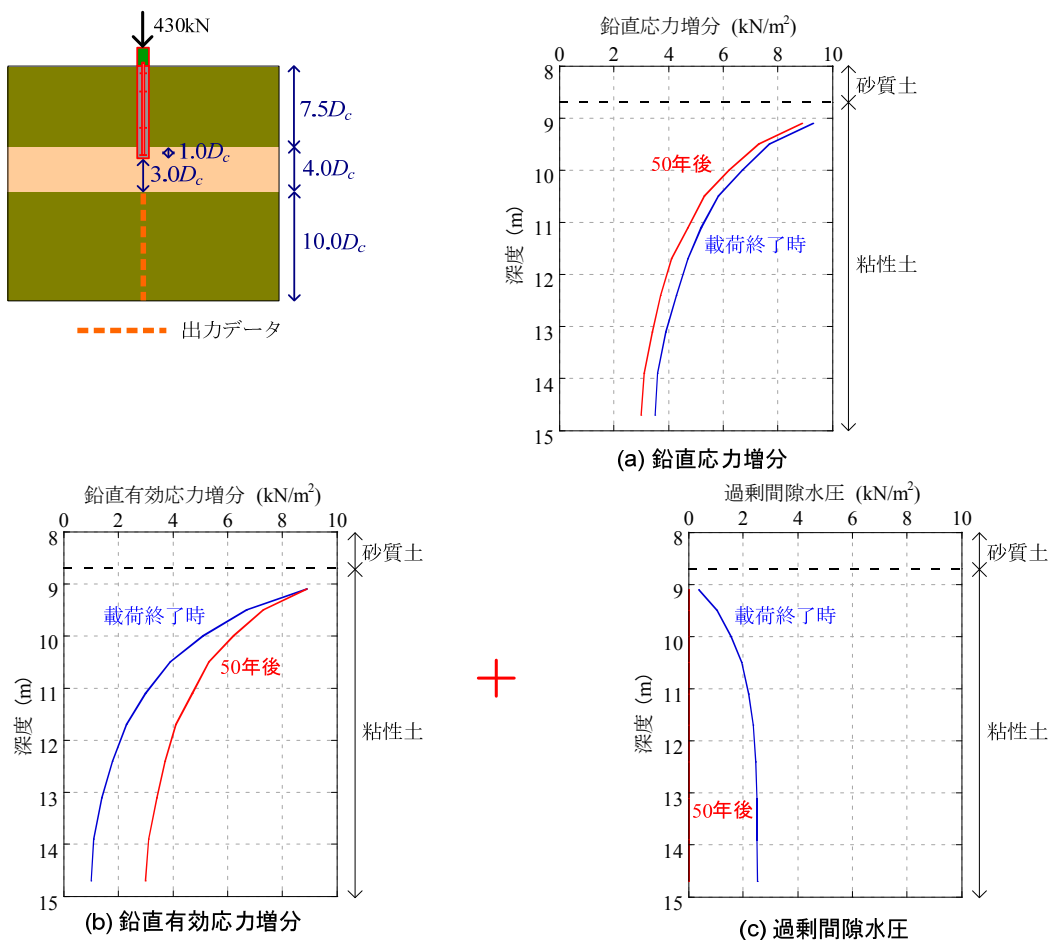


図 5-33 地盤鉛直方向の鉛直有効応力増分と過剰間隙水圧 (深度: G.L.-9.1 m ~ 14.7 m)

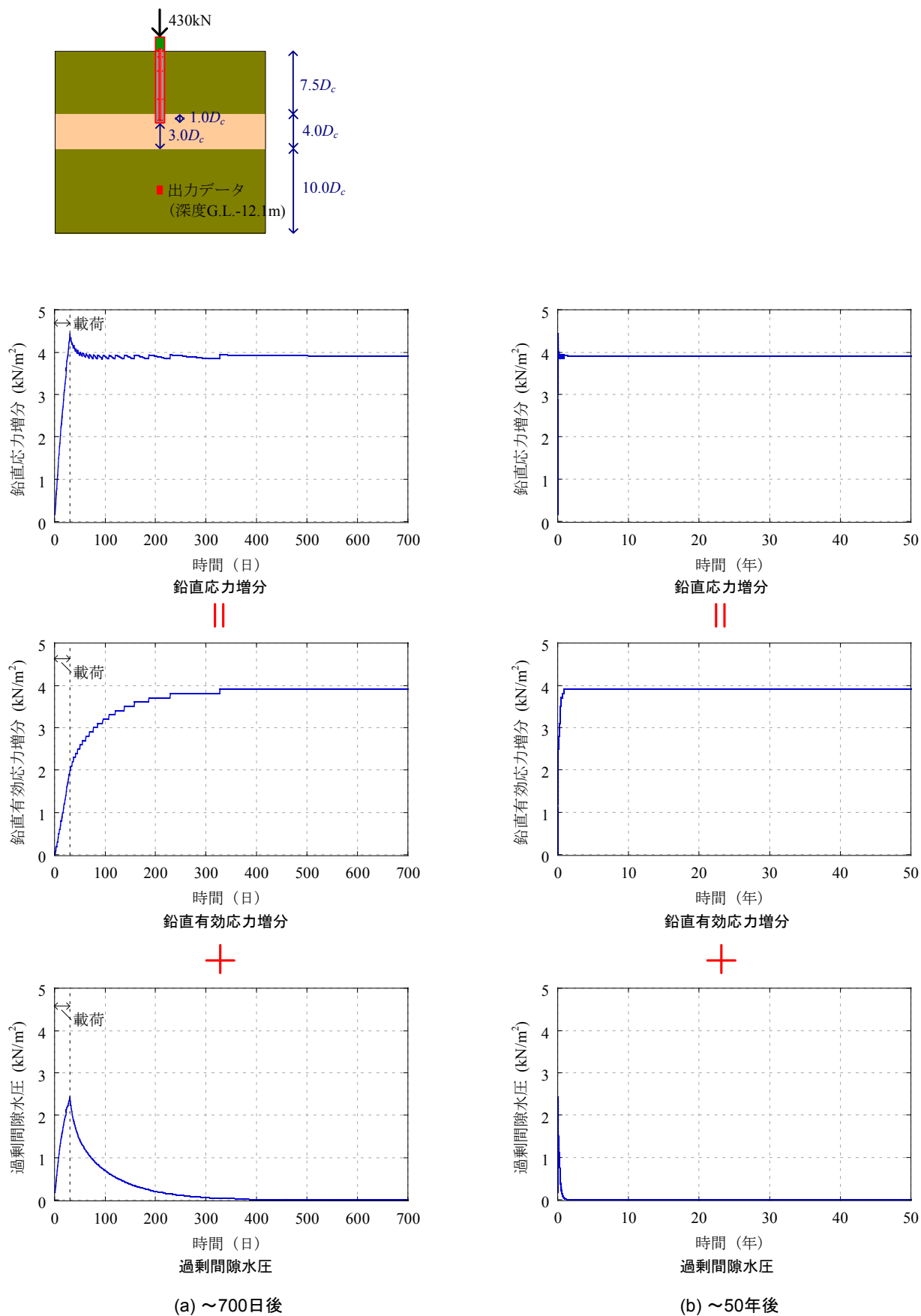


図 5-34 鉛直有効応力増分と過剰間隙水圧の時刻暦の推移(深度:G.L.-12.1 m)

50 年後の鉛直応力増分が載荷終了時に比べて減少するのは、50 年後は応力がより広範囲に伝達することで、深度 G.L.-12.1 m の要素に伝達される鉛直応力増分が載荷終了後から減少していくためだと考えられる。図 5-35 に鉛直応力増分の地盤内分布について、載荷終了時と 50 年後の各分布の比較を示す。圧力球根の圧線 4 kN/m^2 に着目して応力の伝播状況を比較する。載荷終了時の 4 kN/m^2 の圧線の影響は、およそ深度 G.L.-13 m まで及んでいる。この圧線を改良径 D_c で正規化すると、深度方向に杭先端から $8.5D_c$ である。それと比較して、50 年後の 4 kN/m^2 の圧線の影響は、 $6.3D_c$ であり、図 5-34 と同様に、載荷終了時に比べて、鉛直応力増分は減少している。一方、載荷終了時の 1 kN/m^2 の圧線の杭中心からの距離 7.5 m の位置における深度 G.L.-8.7 m との鉛直方向の距離を比較すると、載荷終了時は $0.5D_c$ に対して、50 年後は $0.9D_c$ であり、50 年後の方がより広範囲に応力が伝達されていることが確認できる。以上から、50 年後の鉛直応力増分が載荷終了時に比べて減少するのは、時間の経過に伴い、応力が水平方向により広範囲に伝達されることで、杭体下の粘性土地盤に伝達される応力が減少するためだと考えられる。

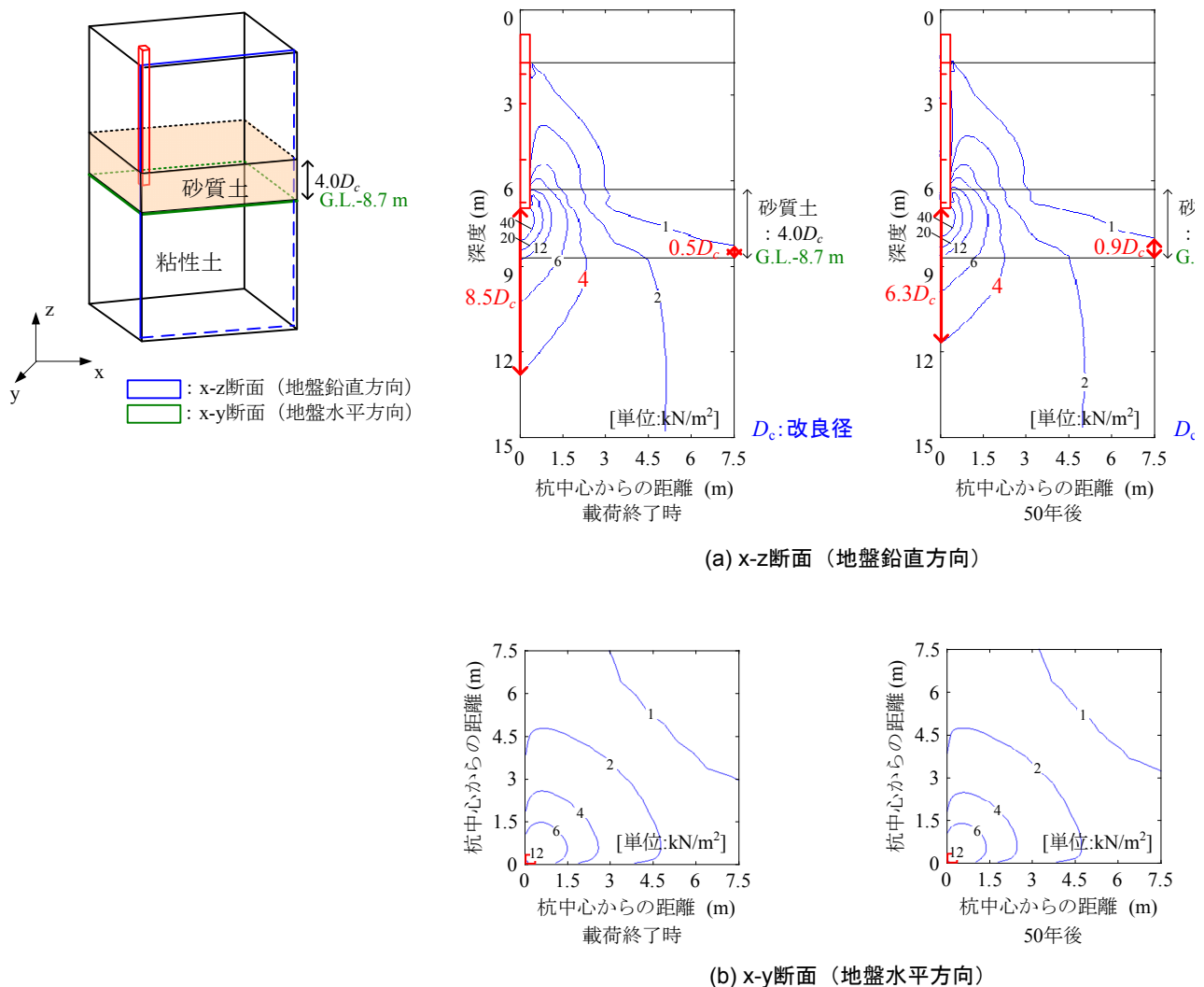


図 5-35 載荷終了時と 50 年後の鉛直応力増分の地盤内分布の比較

(3) 長期沈下量の推移

図 5-36 (a)には施工開始から 500 日後までにおけるフーチング上面の沈下量の時刻暦を示す。また、図 5-36 (b)には施工開始から 50 年後までにおける沈下量の時刻暦を示す。各ケースの沈下量は、載荷終了時と比較すると、Case-1 で 6.5 mm, Case-2 で 8.3 mm, Case-3 で 10.2 mm となり、50 年後では、Case-1 で 6.6 mm, Case-2 で 9.0 mm, Case-3 で 11.0 mm であった。Case-3 の沈下量が最も大きく、Case-1 が最も小さい理由は、下部粘性土に伝達される鉛直応力増分の大きさが寄与しているためだと考えられる。図 5-37 に各ケースの 50 年後の沈下量と下部粘性土の鉛直応力増分の最大値の関係を示す。先端支持力が大きく、鉛直応力増分が大きくなればなるほど、沈下量も大きくなっていることが確認できる。

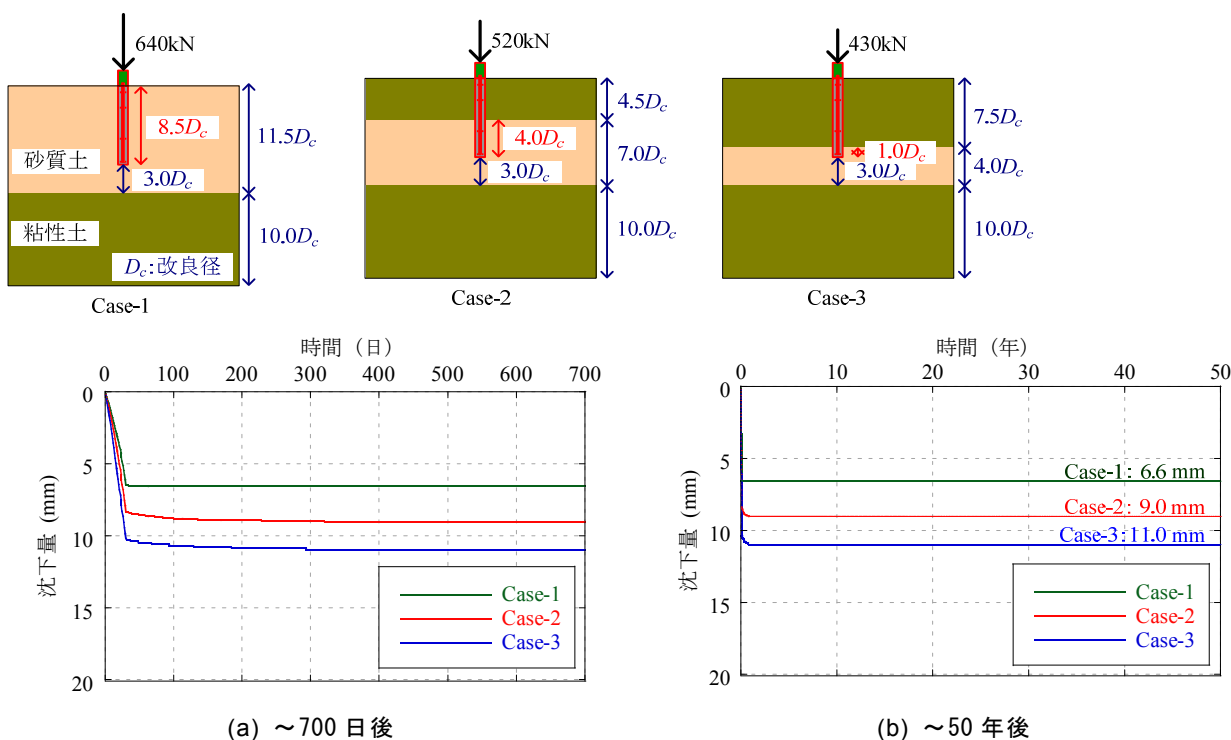


図 5-36 杭基礎の長期変位

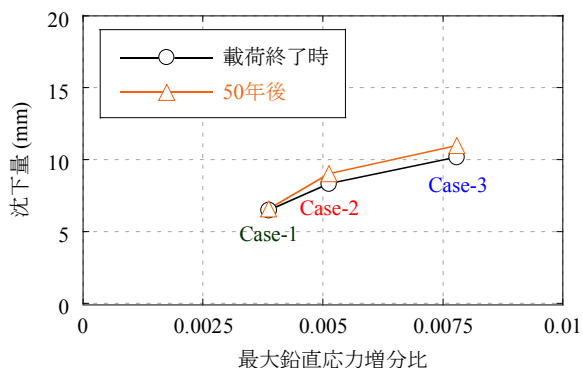


図 5-37 沈下量と最大鉛直鉛直応力増分の関係

5.4.5 解析値と設計値の比較

(1) 設計値の荷重作用点の設定

ソイルセメント羽根付き鋼管杭の圧密沈下に関する検討を実施する際、杭の設置による地盤中の鉛直応力の増加を計算する方法は、図 2-16 に示した「集中荷重」の方法により算出している。つまり、鉛直応力増分は、各杭に働く荷重が荷重作用点の深さで集中荷重として作用するものと仮定し、式 2-3 に示した Boussinesq の解により算出する。図 5-38 にソイルセメント羽根付き鋼管杭における荷重作用点の設定手法に関する概要図を示す。設計で用いられるソイルセメント羽根付き鋼管杭の荷重作用点の位置は、杭先端位置から $1/3L$ (L : 杭長) 上がった位置を基準として、杭の先端荷重 P_p と載荷荷重 P との割合による比例配分を考慮して、第 2 章に示した、式 2-6 により決定している²⁾。

$$L_p = \frac{1}{3}L - \frac{1}{3}L \times \frac{P_p}{P} \quad 2-6$$

ここに、

L_p : 杭先端位置から荷重作用点までの距離(m)

L : 杭長(m)

P_p : 先端支持力(kN)

P : 載荷荷重

表 5-11 に各ケースにおける設計値の荷重作用点の位置を示す。杭の先端荷重 P_p は、載荷荷重に対する周面摩擦力と先端支持力との荷重分担率から設定した。周面摩擦力および先端支持力の設計値は、第 3 章で提案した支持力算定式（式 3-13）を用いて算出した。各支持力を算出する際に用いた土質定数は、5.2 の実大載荷試験のパラメーターを参照し、砂質土の N 値を $N=6$ 、粘性土の一軸圧縮強さを $q_u=46.1 \text{ kN/m}^2$ とした。

図 5-39 に杭の先端荷重 P_p と載荷荷重 P との割合 P_p/P と杭先端から荷重作用点までの距離の関係を示す。載荷荷重に対する先端荷重の割合が大きいくほど、杭先端から荷重作用点までの距離は小さくなり、荷重作用点の深度は深くなる。

図 5-40 に支持力算定式から求めた、載荷荷重に対する周面摩擦力と先端支持力を示す。図には、参考として、数値解析から求めた各荷重の値（図 5-28）も併せて示す。支持力算定式から求めた各荷重は、数値解析から求めた各荷重とほぼ同等の値となった。これは、5.2 の鉛直載荷試験に対する数値解析で示したように、杭が地盤から得る支持力を数値解析により精度良く表現できているためである。

表 5-11 各ケースにおける設計値の荷重作用点の位置

	杭長 $L(\text{m})$	載荷荷重 $P(\text{kN})$	先端支持力 $P_p(\text{kN})$	P_p/P	杭先端から荷重作用点 までの距離 $L_p(\text{m})$
Case-1	5	640	146	0.23	1.29
Case-2		520	159	0.31	1.16
Case-3		430	178	0.41	0.98

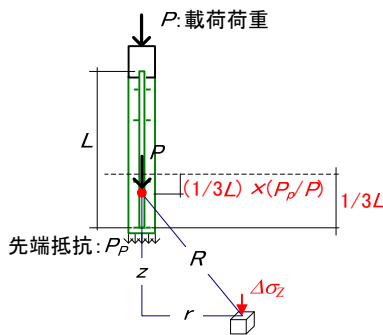


図 5-38 ソイルセメント羽根付き鋼管杭における荷重作用点の設定手法²⁹⁾

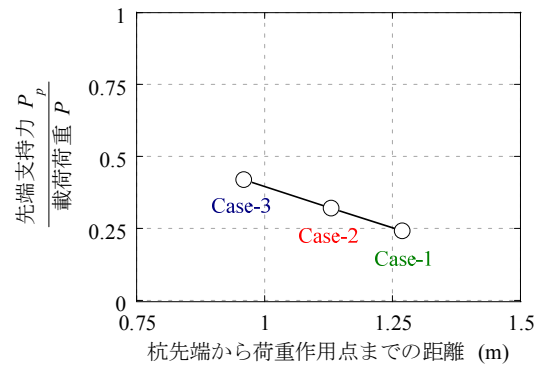
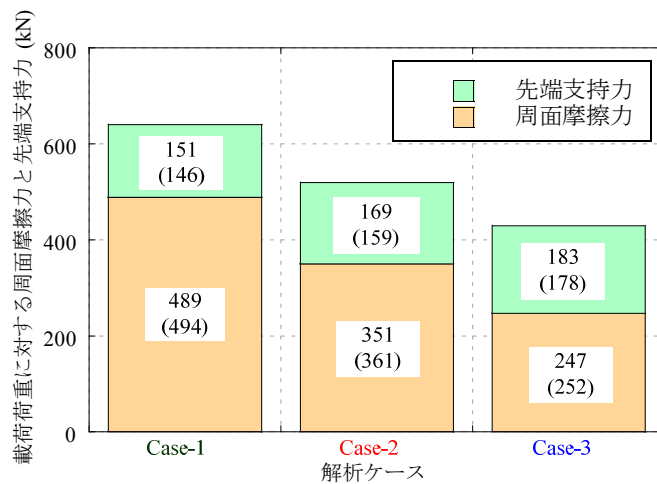


図 5-39 先端支持力 P_p と載荷荷重 P との割合と杭先端から荷重作用点までの距離



() の値は、数値解析から求めた周面摩擦力と先端支持力 (図 5-28)

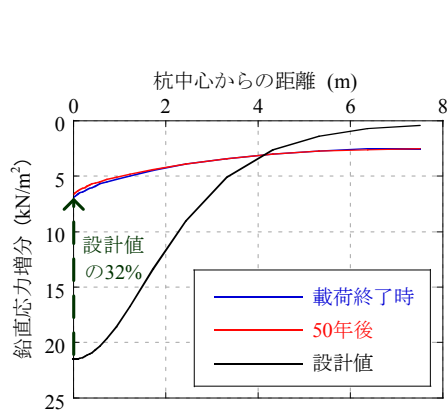
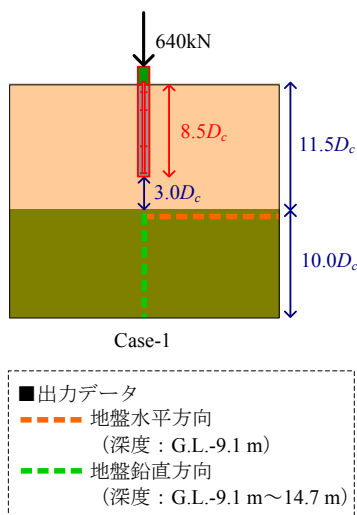
図 5-40 支持力算定式から求めた周面摩擦力と先端支持力

(2) 鉛直応力増分の比較

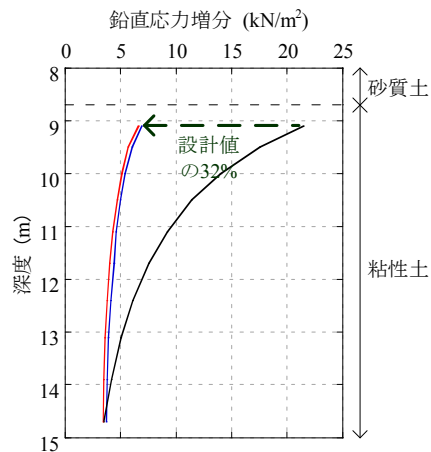
図 5-41 に各ケースの下部粘性土の鉛直応力増分の数値解析から求めた解析値と Boussinesq の解から求めた設計値の分布を示す。各ケースにおいて、地盤水平方向および地盤鉛直方向の分布を示している。地盤水平方向は G.L.-9.1 m の深度の、地盤鉛直方向は G.L.-9.1 m～14.7 m の深度の分布を示した。設計値の分布は、杭体に近い方が大きく、杭体から離れるにつれて小さくなっており、解析値の分布と同様である。

図 5-42 に G.L.-9.1 m における、各ケースの地中応力増分の最大値を示す。解析値は、載荷終了時の値を示した。解析値の傾向は、Case-3 が最も大きく、Case-1 が最も小さい。これは、図 5-31 に示すように、先端支持力が大きくなるほど、地中応力増分も大きくなるためである。一方、設計値は Case-1 が最も大きく、Case-3 が最も小さいという解析値と逆の傾向となっている。これは、設計値の算定では、荷重作用点までの摩擦力を考慮せず、作用点に載荷荷重そのものが作用すると仮定しているためであり、そのため載荷荷重が大きいほど、地中応力増分も大きくなる傾向となっている。

図 5-41 の鉛直応力増分の最大値および図 5-42 において、設計値に対する載荷終了時の割合を示した。解析で求めた載荷終了時の最大鉛直応力増分は、Case-1 が設計値の 32 %、Case-2 が設計値の 39 %、Case-3 が設計値の 54 % となり、各ケースとも設計値を下回った。

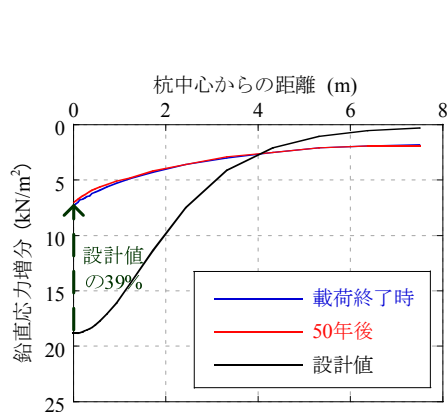
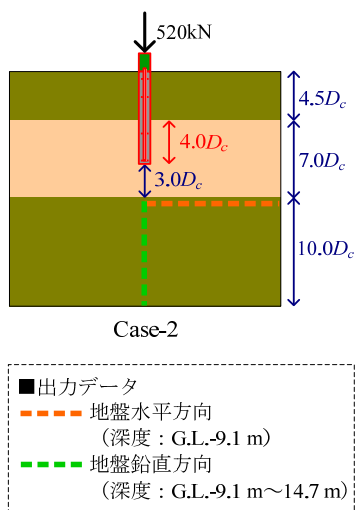


地盤水平方向の鉛直応力増分の分布

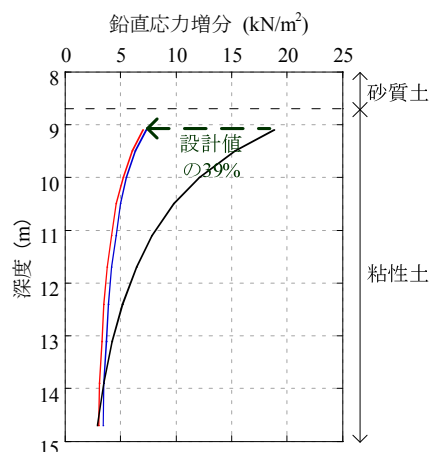


地盤鉛直方向の鉛直応力増分の分布

(a) Case-1

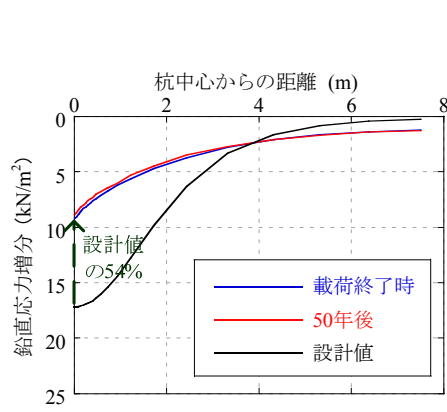
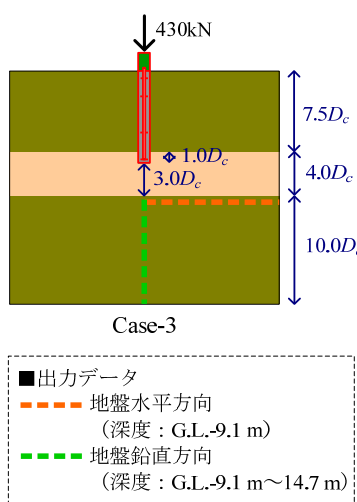


地盤水平方向の鉛直応力増分の分布

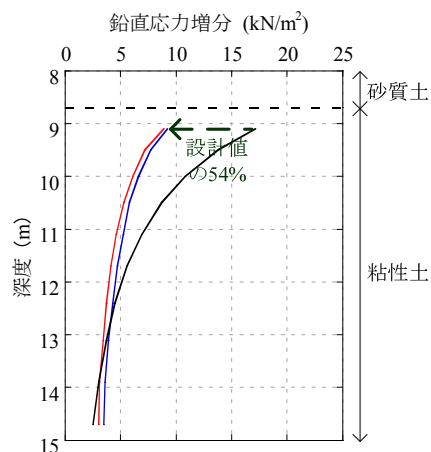


地盤鉛直方向の鉛直応力増分の分布

(b) Case-2



地盤水平方向の鉛直応力増分の分布



地盤鉛直方向の鉛直応力増分の分布

(c) Case-3

図 5-41 粘性土の鉛直応力増分の解析値と設計値の分布

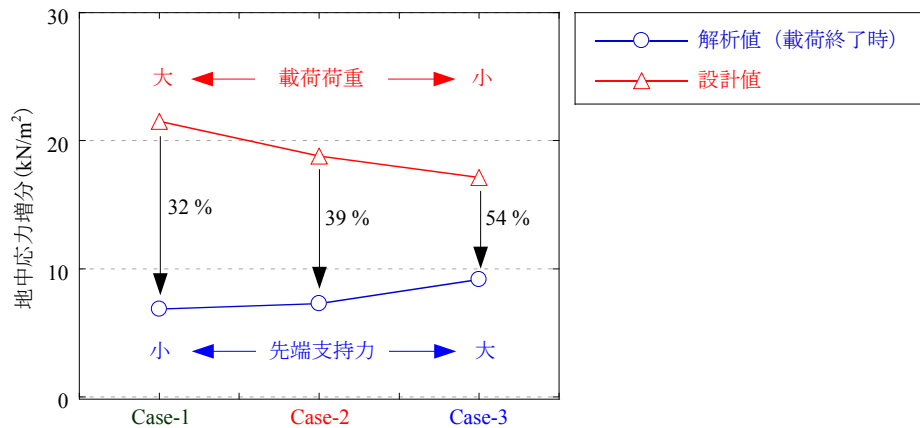


図 5-42 深度 G.L.-9.1 m の各ケースの地中応力増分の最大値

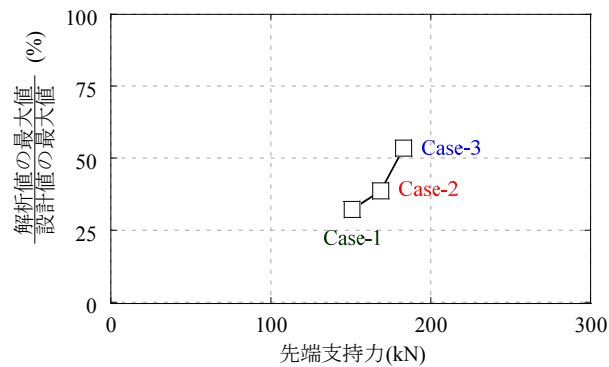


図 5-43 鉛直応力増分の解析値と設計値との比率と先端支持力の関係

図 5-43 に鉛直応力増分の解析値と設計値との比率と先端支持力の関係を示す。解析値は、先端支持力が小さく、圧密層へ伝達される荷重が小さくなるほど、設計値と解析値の差は大きくなり、設計値はより安全側に評価されていることが確認できる。

図 5-41 において、各ケースの解析値とも設計値を下回るのは、圧密層へ伝達される応力伝播の状況が解析値と設計値とで異なるためだと考えられる。解析値と設計値の各値で、杭体から伝達される鉛直応力増分がどのように異なるのかについて、図 5-44 の鉛直応力増分の解析値と設計値の各分布図を比較することで検証する。(a)は鉛直応力増分が 1 kN/m^2 以上の 3 次元の分布を、(b)は応力の分布状況をより詳細に検証するため、x-z 断面（地盤鉛直方向）の分布を示す。

図 5-44 の(a)より、設計値の応力は数値解析の応力と比べて、深度 G.L.-8.7 m 以深では広範囲に伝達されていることがわかる。また、杭体から圧密層へ伝達される鉛直応力増分は設計値の分布の方が大きく、より大きな応力が圧密層へ伝達されていることが確認できる。図 5-44 の(b)から圧密層へ伝達される応力の大きさ及び圧密層の地中応力の伝播状況についてより詳細に検証する。図より、設計値は解析値に比べてより大きな応力球根が形成されている。例えば、 10 kN/m^2 の圧線に着目して、各分布の応力伝播状況の比較を実施する。数値解析から求めた解析値の 10 kN/m^2 の圧線の影響は、砂質土と粘性土との境界となる深度 G.L.-9 m 程度までしか及んでいない。この圧線を改良径 D_c で正規化すると、深度方向に $2.6D_c$ である。一方、Boussinesq の解から求めた設計値の 10 kN/m^2 の圧線の影響は、深度方向に $4.6D_c$ であり、粘性土地盤である深度 G.L.-10 m 程度まで及んでいる。以上から、図 5-41 に示すように、解析値の最大値は各ケースとも設計値を下回るのは、計算手法の違いによって、杭体から形成される圧力球根の大きさの違いに起因する圧密層への荷重伝達の状況が異なるためだと考えられる。

また，図 5-41 の地盤水平方向の鉛直応力増分の分布において，各ケースとも，杭中心からの距離がおおよそ 4 m 離れた位置から，解析値が設計値を上回る結果となっている．これも，解析値と設計値とで，杭体から粘性土へ伝達される荷重伝達の機構が異なることが原因である．図 5-44 の(a)より，解析値の応力は設計値の応力に比べて，深度 G.L.-8.7 m 以浅では砂質土の剛性が大きいいため，水平方向に広く伝達されていることがわかる．図 5-44 の(b)から水平方向への鉛直応力増分の伝播状況について検証する．解析値の 1 kN/m² の圧線は砂質地盤において 7.5 m よりも遠くに応力が伝播されているのに対して，設計値の 1 kN/m² の圧線は，砂質地盤において 5 m 程度で範囲である．以上から，図 5-41 に示すように，杭中心からの距離がおおよそ 4 m 離れた位置から，解析値が設計値を上回る結果となっているのは，計算手法の違いによって，杭体から伝達される地盤水平方向への荷重の伝播状況が異なるためである．

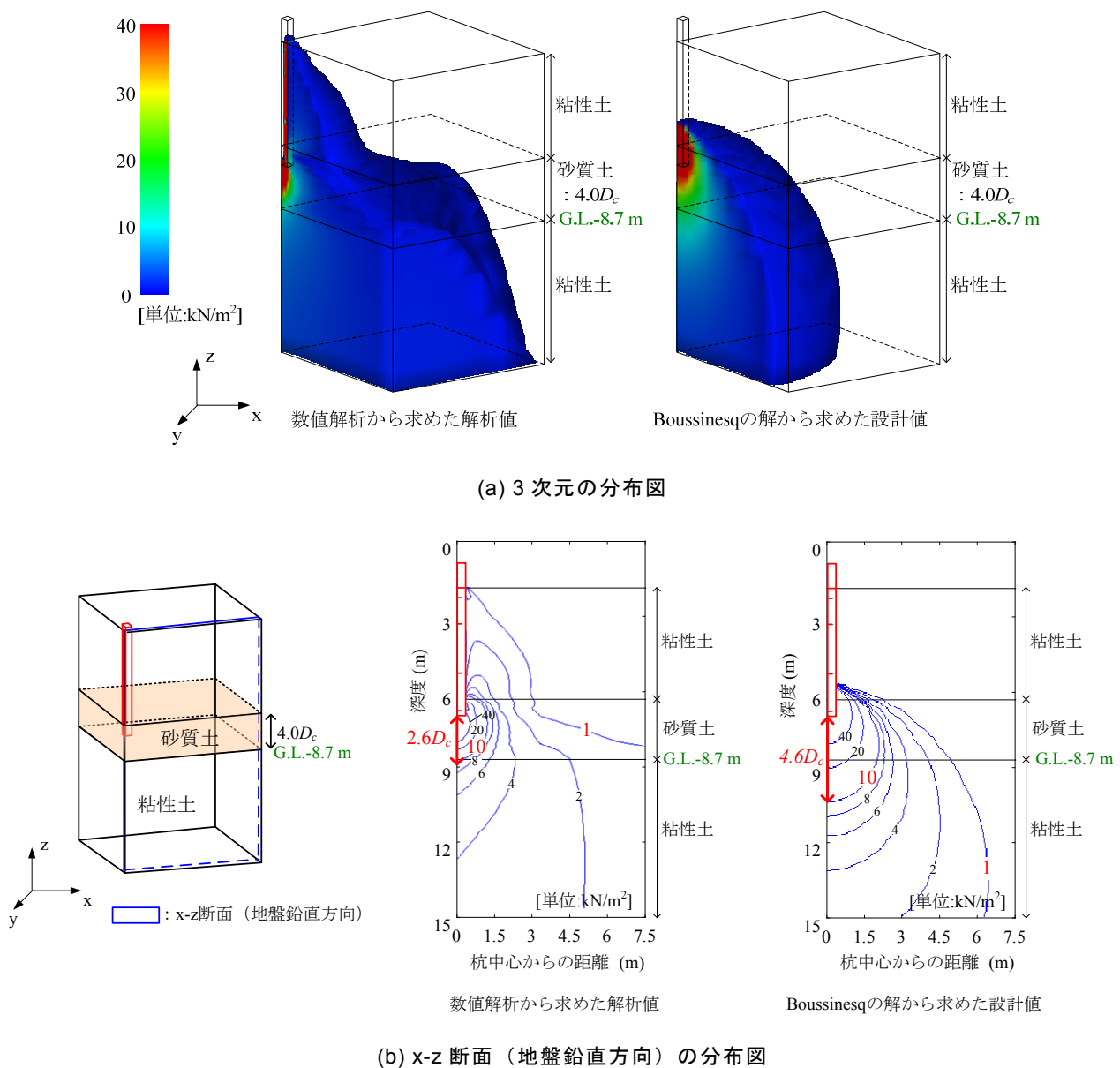


図 5-44 鉛直応力増分の解析値と設計値の各分布の比較（Case-3）

また、図 5-41 において、解析値と設計値の杭中心からの距離 0～1 m の分布の形状を比較する。図 5-45 に Case-3 の粘性土の地盤水平方向の鉛直応力増分の分布を示す。杭中心からの距離 0～1 m の分布を比較すると、設計値は杭体からの応力が広い範囲に伝達され滑らかな分布になっているのに対して、解析値は応力が局所的に伝達されている分布となっている。この違いは、圧線の分布が設計値と解析値とで異なるためであると考えられる。図 5-46 に Case-3 の解析値と設計値の鉛直応力増分の地盤内分布を示す。図中には、深度 GL-9.1 m の杭中心からの距離 0～1 m の分布の拡大図も併せて示す。図より、解析値では各圧線が杭体下部分に集中するのに対して、設計値は杭体下部分だけでなく、水平方向に広く分布していることが分かる。この圧線の分布の違いが杭中心からの距離 0～1 m の分布の形状の違いの要因になっているものと考えられる。

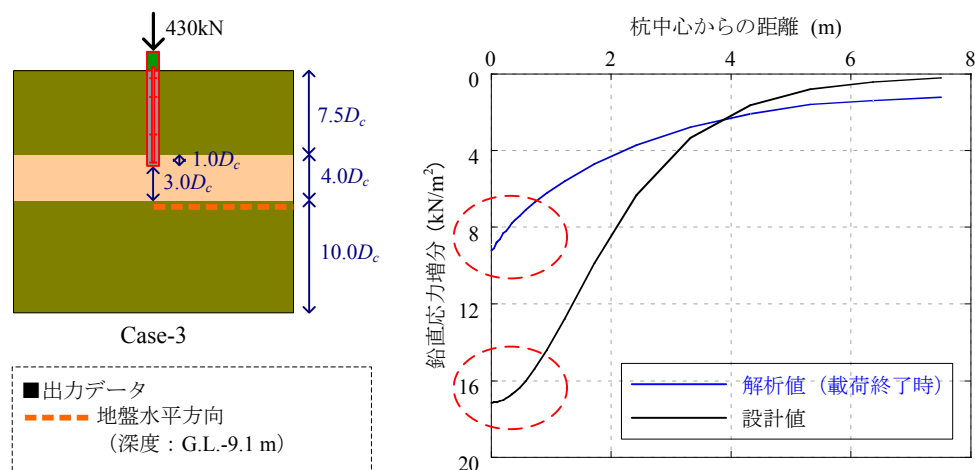


図 5-45 粘性土の鉛直応力増分の解析値と設計値の比較 (Case-3)

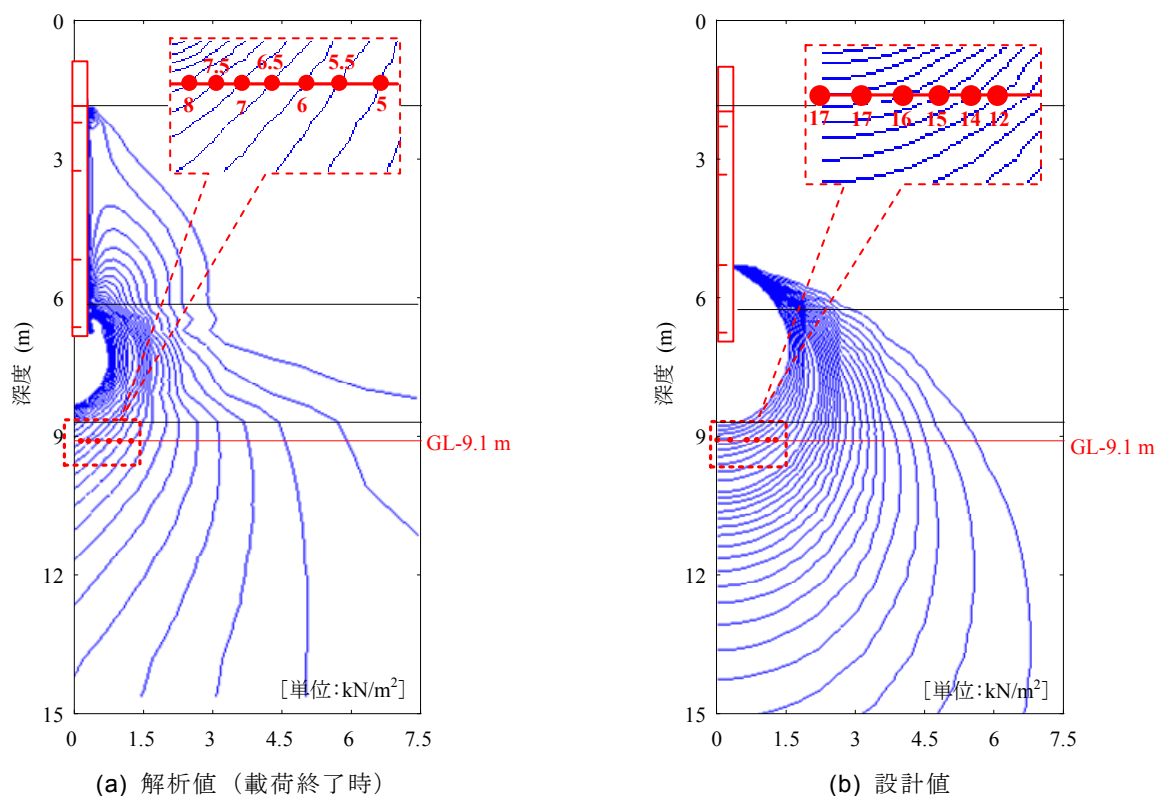


図 5-46 鉛直応力増分の解析値と設計値の各分布の比較 (Case-3)

(3) 沈下量の比較

図 5-47 に各ケースの沈下量の解析値と設計値の比較を示す。圧密沈下量の設計値は、図 5-38 に示した方法で下部粘性土での鉛直応力増分を求め、 C_c 法(式 2-2)により算出した。粘土層の圧縮指数 C_c や初期間隙比 e_0 は、表 5-3 の値を参照した。また、図中には、表 2-8 を参照に、構造の総沈下量の限界値の例³⁴⁾を示す。ここで、限界値(標準値)とは不同沈下による亀裂がほとんど発生しない限界値、限界値(最大値)とは幾分かの不同沈下亀裂が発生するが、障害には至らない限界値としている。

各ケースの沈下量は、解析値(50年後)は Case-1 で 6.6 mm、Case-2 で 9.0 mm、Case-3 で 11.0 mm となり、設計値は、Case-1 で 73.4 mm、Case-2 で 63.5 mm、Case-3 で 56.7 mm であった。解析値は、Case-1 が設計値の 9 %、Case-2 が 14 %、Case-3 が 19 %となり、解析で得られた沈下量は、各ケースとも、設計値を大きく下回った。また、限界値との比較では、解析値は標準値である 50 mm をすべて下回っており、標準値の 13~22 %であった。一方、設計値は各ケースとも最大値を下回っているが、標準値を上回っており、最大値の 57~73 %であった。

図 5-48 に、各ケースの解析値および設計値の沈下量の傾向を示す。解析値は、50 年後の沈下量の値を示した。解析値の傾向は、Case-3 が最も大きく、Case-1 が最も小さい。一方、設計値は Case-1 が最も大きく、Case-3 が最も小さいという解析値と逆の傾向となっており、図 5-42 に示した地中応力増分の傾向と同様の傾向となっている。つまり、解析値は先端支持力が大きいほど、地中応力増分も大きくなり、沈下量も大きくなる。一方、設計値は載荷荷重が大きいほど地中応力増分も大きくなり、沈下量も大きくなると考えられる。

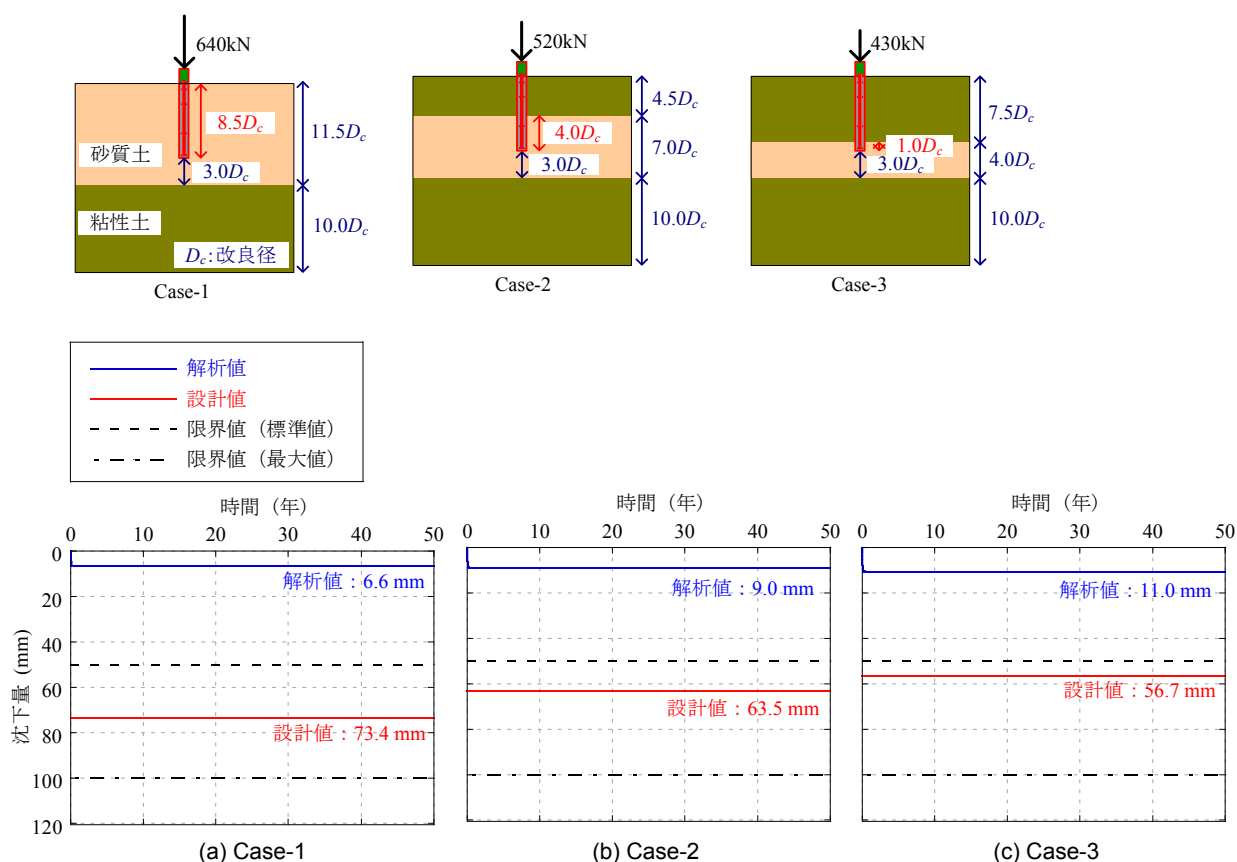


図 5-47 沈下量の推移

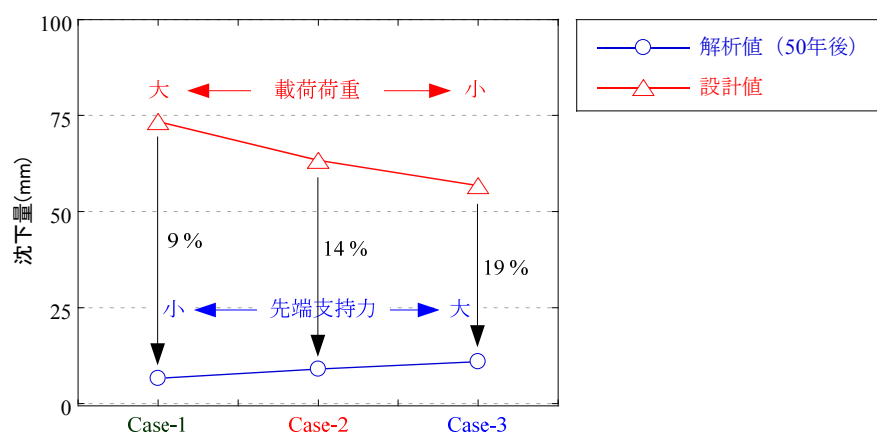


図 5-48 深度 G.L.-9.1 m の各ケースの沈下量

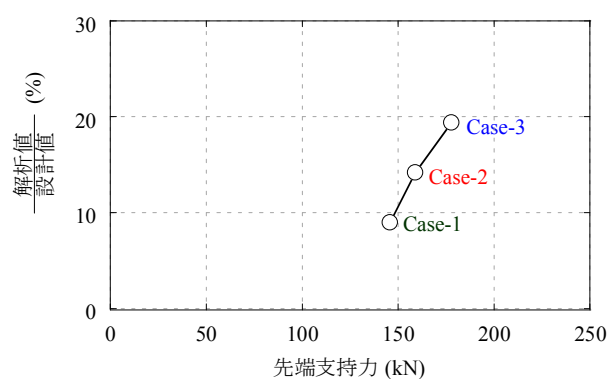


図 5-49 沈下量の解析値と設計値との比率と先端支持力

図 5-49 に沈下量における解析値と設計値との比率と先端支持力を示す。図 5-42 の傾向と同様、解析値と設計値の差は、先端支持力が小さくなればなるほど大きくなり、設計値はより安全側に評価されていることが確認できる。

5.5 まとめ

本章では、第 4 章で構築した杭体の数値解析モデルを用い、杭周辺に地盤を設けた場合における 3 次元弾塑性有限要素解析及び土－水連成弾塑性有限要素解析を実施し、杭体から周辺地盤への荷重伝達機構及び長期的な沈下特性について検証した。得られた知見は以下の通りである。なお、羽根形状は第 4 章の実験結果をもとにフラット羽根で表現した。また、羽根径と鋼管径の比は 2.1 とした。

まず、解析手法の適用性を検証するため、単杭の実大載荷試験の結果と、3 次元弾塑性有限要素解析を用いた数値解析結果の比較により得られた知見は以下の通りである。

- a) 杭体モデルの断面形状は、第 4 章で用いた円形断面を矩形断面として表現しても、杭体単体の初期剛性や軸力分布に与える影響は小さいことが分かった。
- b) 実大の単杭載荷試験に対する 3 次元弾塑性有限要素解析を実施し、荷重と沈下量の関係を短期荷重レベルまで精度良く表現できる数値解析モデルの適用性が確認できた。

次に、実大の鉛直載荷試験に対する検証により数値解析手法の適用性が確認できた解析モデルを用いて、羽根間隔を標準仕様である $L_w = 2.0 \text{ m}$ から $L_w = 3.0 \text{ m}$ に広げることが、支持力性能や周辺地盤に与える影響を検証した。得られた知見は以下の通りである。

- c) 羽根間隔を $L_w = 2.0 \text{ m}$ から $L_w = 3.0 \text{ m}$ に広げても、荷重と変位の関係や周面摩擦力は同等であり、支持力性能に大きな違いがない事が確認できた。
- d) 羽根の枚数や羽根の位置が異なることで改良体内部の応力分布は異なるが、杭体の周辺地盤や下部粘性土に発生する応力の分布形状や大きさは同等であることが確認できた。

次に、杭体から圧密層への地中応力の伝達機構の検証から得られた知見を以下に示す。なお以下に示す知見は、杭先端の $3D_c$ (D_c : 改良体) 以深に圧密層があり、杭先端部の砂質土の層厚が異なる 3 ケースの 2 層地盤を対象とした検証から得られたものである。

- e) 3 ケースの 2 層地盤で比較した結果、杭体の先端支持力が大きくなるほど、圧密層に伝達される鉛直応力増分も大きくなる。また、杭体周辺の砂質地盤の層厚が厚いほど、水平方向のより広い範囲に地中応力増分が伝達されることが確認できた。
- f) 鉛直応力増分の時刻暦の推移を検証した結果、杭体下の圧密層に発生する 50 年後の鉛直応力増分は、載荷終了時に比べて小さくなることが確認できた。
- g) 解析値と設計値の比較の結果、解析で求めた載荷終了時の最大鉛直応力増分は、設計値の 54 % 以下となり、各ケースとも設計値を下回った。さらに、解析で得られた 50 年後の沈下量は、設計値のおよそ 19 % 以下となり、各ケースとも、設計値を下回った。
- h) 解析値が設計値を下回る要因としては、設計では荷重作用点に作用する荷重は作用点までの摩擦を考慮せず、載荷荷重が作用するとしていること、また形成される応力球根の大きさは設計値の方が解析値より大きくなるためだと考えられる。

次章では、第 4 章および第 5 章で得られた結果をもとに、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の鉛直支持力特性および長期の沈下特性に関する新たな設計手法について議論する。

第6章 設計手法の提案

6.1 概説

本章では、第4章および第5章で検証した結果をもとに、新たな設計手法の提案を行う。以下、6.2では杭体の仕様の簡略化による杭材のコストダウンを目的に、羽根付き鋼管の羽根の取付け間隔を標準仕様である2 mから3 mに広げ、羽根枚数を減らした仕様の提案を行う。羽根枚数が減ることで、羽根付き鋼管を製造する際に必要な鋼材量を、どの程度削減できるかを検討する。次に6.3では圧密沈下量を求める際に用いる鉛直応力増分について、より適した設計手法を提案する。対象とする地盤は、砂質土と粘性土の2層地盤で杭先端の $3D_c$ (D_c : 改良径) 以深に圧密層のある地盤とする。提案は、①荷重作用点に作用する荷重に関する提案と②Boussinesqの解に応力集中の概念を考慮した式の2つの提案を行う。そして、地中応力増分や圧密沈下量について、提案値と設計値あるいは提案値と解析値の比較を行い、新しい設計手法の妥当性を評価する。

6.2 杭体の仕様の簡略化

第4章では、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体のみを対象とした模型実験とその数値解析を実施し、羽根間隔を2 mから3 mに広げることで羽根枚数を減らしても、杭体の支持力性能に大きな低下が見られないことが確認できた。さらに、第5章では、第4章で構築した杭体の数値解析モデルを用い、杭周辺に地盤を設けたケースに対する3次元弾塑性有限要素解析を実施することで、羽根間隔が2 mと3 mの各ケースの支持力性能や、周辺地盤への荷重伝達はほぼ同等であることが確認できた。以上の室内模型実験と数値解析による検討の結果を根拠として、羽根付き鋼管の羽根間隔を2 mから3 mに広げ、羽根枚数を減らすことを提案する。

また、羽根付き鋼管の中間羽根の羽根枚数を減らすことによる施工性への影響について述べる。中間羽根が1枚減ることが、羽根付き鋼管の回転埋設の際に悪影響を及ぼすことはないと考えられる。これは、鋼管の先端に羽根を1枚設置した回転貫入杭が実用化されており、中間羽根が全く設置されていなくても、施工性に問題がないことが確認されているためである¹⁵⁾。

図6-1に示すように、杭長6.5 mの仕様を例として新たな設計手法の検討を行う。この杭長を例として選択した理由は、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の平均の杭長が6~7 mであり、6.5 mという杭長はソイルセメント羽根付き鋼管杭の標準的な杭長だから(図5-13)である。杭長を6 mとした場合、羽根間隔を2 mから3 mに広げることで、中間羽根は3枚から2枚に減らすことができる。羽根枚数が減ることで、羽根付き鋼管を製造する際に必要な鋼材量をどの程度削減できるかを検討する。

検討は、良く使用される羽根付き鋼管の仕様である表6-1を対象に検討する。羽根の取付け間隔を標準仕様である2 mとした場合、1本あたりの総重量は360 kgである。一方、羽根1枚あたりの重量は10 kgであるから、羽根間隔を3 mに広げ羽根が1枚減ることにより、3%の鋼材を低減できることになる。

表 6-1 杭体の仕様

鋼管径 $D_0(\text{mm})$	鋼管厚 $t(\text{mm})$	羽根径 $D(\text{mm})$	羽根厚 $t_w(\text{mm})$	杭長 (m)
267.4	8.0	500	9.0	6.5

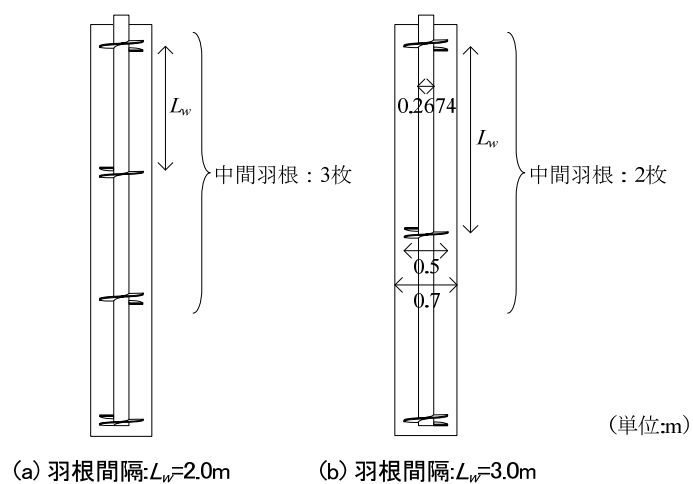


図 6-1 羽根間隔と中間羽根の枚数

次に、羽根間隔を 3 m に広げることににより、1 年間でどの程度の必要鋼材量が低減できることになるかを検討する。平成 21 年度に、ソイルセメント羽根付き鋼管杭が実物件において使用された 1 年間の杭長の合計は、およそ 106,000 m である。表 6-1 に示すように仮に、使用された杭長が全て 6 m と仮定すると、1 年間で杭本数はおよそ 17,600 本となる。よって、表 6-1 の杭仕様をもとに検討した結果、羽根間隔を 3 m に広げることによって、1 年間で 176 t の鋼材量が削減可能である。

6.3 地中応力の算定手法

第 5 章では，ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体から圧密層への荷重伝達機構を検証するため，土－水連成弾塑性有限要素解析を実施した．構成の異なる 3 ケースの 2 層地盤の圧密沈下層に発生する地中応力や沈下量について，Boussinesq の解により求めた設計値と解析値を比較した結果，解析で求めた最大鉛直応力増分は，各ケースとも設計値を下回った．さらに，解析で得られた沈下量についても，各ケースとも設計値を大きく下回った．解析値と設計値の比較より，地中応力増分の設計値が解析値を上回る大きな要因として，下記の 2 点が考えられる．

- ①荷重作用点に作用する荷重は，作用点までの摩擦力を考慮せず，載荷荷重そのものが作用点に載荷すると仮定していること．
- ②杭体から形成される応力球根の大きさは設計値の方が解析値より大きく，圧密層へ及ぼす影響も設計値のほうが解析値より大きいこと．

本節では，図 6-1 に示すような砂質土と粘性土の 2 層地盤で，杭先端は砂質土で支持させ，杭体先端の $3D_c$ 以深に圧密層があるような地盤を対象に，上記の要因を地中応力増分の算出手法に考慮した提案を実施する．つまり，①に対しては，荷重作用点に作用する荷重は，載荷荷重から作用点までの摩擦力を減じた荷重とし，②に対しては，地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式を提案する．提案式は，フレイリッヒ⁶⁸⁾の解を参照した．そこでまず 6.3.1 では，Boussinesq の解と Boussinesq の解の修正解であるフレイリッヒによる地盤内応力について述べる．そして 6.3.2 では，提案手法として，荷重作用点に作用する荷重に関する提案と地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式を示す．最後に 6.3.3 において，設計値と提案値の比較を行う．

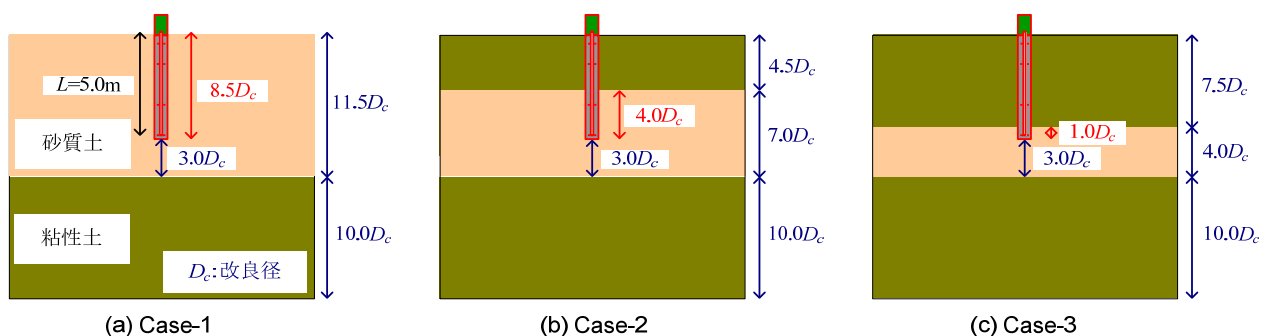


図 6-2 地中応力の算定手法に関する提案の対象とする地盤の構成

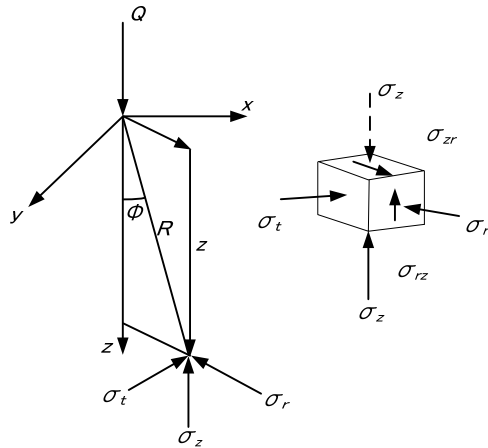


図 6-3 円柱座標による応力成分⁷³⁾
(単位ベクトルを省略して表示)

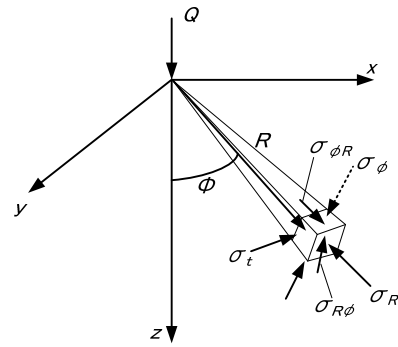


図 6-4 極座標による応力表示⁷³⁾
(単位ベクトルを省略して表示)

6.3.1 Boussinesq の解とフレーリッヒの解

Boussinesq の解はそのままの形では現実の地盤に当てはまらないことが多い。その原因は、自然地盤が成層していることと、地盤の表面以下の深さが増すにつれて土の圧縮性が減少することなどである⁶⁹⁾。フレーリッヒ⁶⁸⁾は、地表付近で引張り応力が生じ得ないことから、Boussinesq の解で $\nu=0.5$ の場合の解を用いて、修正解を提案した。Boussinesq の解と Boussinesq の解の修正解であるフレーリッヒによる地盤内応力について下記に示す。

(1) Boussinesq の解

Boussinesq は、半無限、均質等方体を仮定し、弾性論を用いて、線形弾性体表面に働く点荷重による弾性体内部の応力分布を求めた。地盤に働く点荷重 Q による地盤内の応力成分は、円柱座標、極座標を用いて、図 6-3 および図 6-4 のように示される。図 6-3 に円柱座標による応力線分、図 6-4 に極座標による応力表示を示す。

円筒座標では、式 6-1～式 6-4 となる。

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \phi \quad 6-1$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^2} \left(3 \cos^3 \phi \sin^2 \phi - (1-2\nu) \frac{\cos^2 \phi}{1+\cos \phi} \right) \quad 6-2$$

$$\sigma_t = -(1-2\nu) \frac{Q}{2\pi z^2} \left(\cos^3 \phi - \frac{\cos^2 \phi}{1+\cos \phi} \right) \quad 6-3$$

$$\sigma_{rz} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^4 \phi \sin \phi \quad 6-4$$

ここで、 ν はポアソン比であり、 $\cos \phi = z/R$ である。

Boussinesq の解では、対称性から、 σ_z 、 σ_t 、 σ_r 、 σ_{rz} 以外の部分はゼロとなる。

$$\sigma_{tz} = 0, \quad \sigma_{tr} = 0$$

極座標では、応力成分は、式 6-5～式 6-8 となる。

$$\sigma_R = \frac{Q}{2\pi R^2} (2(2-\nu)\cos\phi - (1-2\nu)) \quad 6-5$$

$$\sigma_\phi = \frac{-Q(1-2\nu)}{2\pi R^2} \frac{\cos^2\phi}{1+\cos\phi} \quad 6-6$$

$$\sigma_t = \frac{-Q(1-2\nu)}{2\pi R^2} \left(\cos\phi - \frac{1}{1+\cos\phi} \right) \quad 6-7$$

$$\sigma_{R\phi} = \frac{-Q(1-2\nu)}{2\pi R^2} \frac{\cos\phi \sin\phi}{1+\cos\phi} \quad 6-8$$

(2) フレーリッヒによる地盤内応力

極座標系で表わした Boussinesq の解では、 $\sigma_R = 0$ となるのは、式 6-5 より、

$$\cos\phi = \frac{1-2\nu}{2(2-\nu)}$$

で与えられる。たとえば、 $\nu=0.3$ で $\phi=83.2^\circ$ となる。したがって、 $\nu=0.5$ 以外では、地表面付近で引張り応力となる。一方、 $\sigma_t=0$ より、

$$\cos\phi = \frac{1}{1+\cos\phi}$$

だから、 $\nu < 0.5$ の時、 σ_t は、 $\phi=51.8^\circ$ 以上の地表付近では引張り応力となる。 σ_ϕ は地表では 0 となる。さらに、非圧縮の場合、つまり $\nu=0.5$ では、 σ_R 以外は 0 となり、応力は放射状に直線的に作用することになる。

このように、Boussinesq の解では、地表付近で引張り応力が働き、実際と異なる結果となる。フレーリッヒ⁶⁸⁾は、Boussinesq の解で $\nu=0.5$ の場合の解を用いて、式 6-9 のような修正解を提案している。

$$\sigma_R = f \frac{Q}{R^2} \cos^{\mu^*-2}\phi \quad (\mu^* \geq 3) \quad 6-9$$

その他の応力成分は 0 と仮定する。

f は荷重 Q の作用点を中心とする半径 R の半球に作用する鉛直方向力の釣合いから $f = \mu^*/2\pi$ となる。

図 6-5 のような半球状の微小な領域を考える。この領域の面積 ds は $ds = \rho_1 d\phi \times \rho_2 d\theta = R^2 \sin\phi d\phi d\theta$ となる。

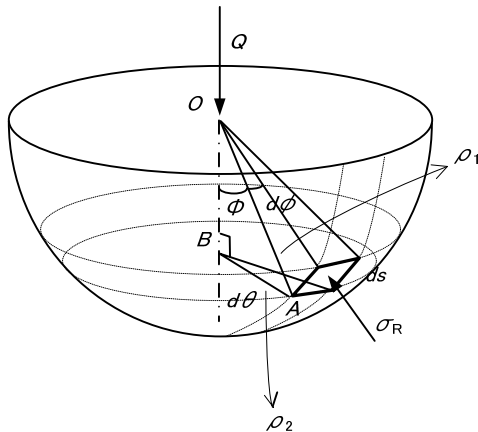


図 6-5 半球状の微小な領域⁷⁰⁾

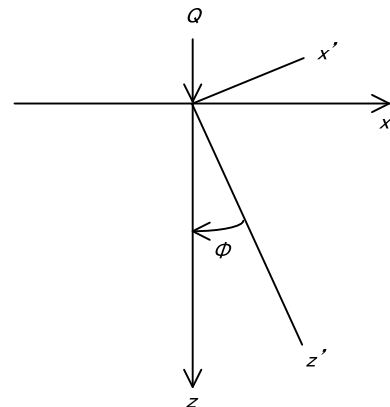


図 6-6 円柱座標系でのその他の応力成分⁷⁰⁾

したがって、ここに働く力の鉛直成分は、 $\cos\phi\sigma_R ds$ となる。したがって、荷重 Q との力の釣り合いより、

$$\begin{aligned} Q &= \int_s \cos\phi\sigma_R ds = \int_0^{2\pi} \int_0^{\pi/2} \sigma_R R^2 \cos\phi \sin\phi d\phi d\theta \\ &= f 2\pi Q \int_0^{\pi/2} \cos^{\mu^*-1}\phi \sin\phi d\phi = f \frac{2\pi Q}{\mu^*} \end{aligned}$$

となる。よって、式 6-10 および式 6-11 が得られる。

$$f = \frac{\mu^*}{2\pi} \quad 6-10$$

$$\sigma_R = \frac{\mu^* Q}{2\pi R^2} \cos^{\mu^*-2}\phi \quad 6-11$$

円柱座標系でのその他の応力成分は、図 6-6 のように座標をとると、 $x'-z'$ 座標系で $\sigma_R = \sigma'_{zz}$ と対応する。 σ_{zz} , σ_{rr} , σ_{rz} は $x-z$ 座標系を考慮して求められる。

これらの関係は、 $[Q]$ を以下の回転行列とすると、式 6-12 が得られる。

$$[Q] = \begin{bmatrix} \cos\phi & \sin\phi \\ -\sin\phi & \cos\phi \end{bmatrix} \quad 6-12$$

z' 方向を R 方向とし、 σ'_{ij} を $x'-z'$ 系での応力テンソルとすると、回転した新しい座標系 $x-z$ でのテンソル σ_{ij} は、次のように表される。 Q_{ij} を $[Q_{ij}]$ の成分とすると、式 6-13 が得られる。

$$\sigma_{ij} = Q_{ik} \sigma'_{km} Q_{mj}, \quad \sigma = [Q][\sigma'] [Q]^T \quad 6-13$$

以上より、 $R \cos\phi = z$ だから、 $\sigma_{zz} = \sigma_z$, $\sigma_{rr} = \sigma_r$ と書くと、式 6-14～式 6-16 が得られる。

$$\sigma_z = \frac{\mu^* Q}{2\pi z^2} \cos^{\mu^*-2}\phi \quad 6-14$$

$$\sigma_r = \frac{\mu^* Q}{2\pi z^2} \cos^{\mu^*}\phi \sin^2\phi \quad 6-15$$

$$\sigma_{rz} = \frac{\mu^* Q}{2\pi z^2} \cos^{\mu^*-1}\phi \sin\phi \quad 6-16$$

式 6-9 より、 μ^* が大きいほど応力は作用点直下に集中するため、 μ^* は応力集中係数と呼ばれる。 ν と μ^* の関係は、

$$\mu^* = \frac{1}{\nu} + 1 \quad 6-17$$

であり、 $\mu^* = 3$ の時、 $\nu = 0.5$ の時の Boussinesq の式に一致する。

砂に対しては $\mu^* = 4 \sim 5$ 、粘土に対しては $\mu^* = 3$ と考えられている。

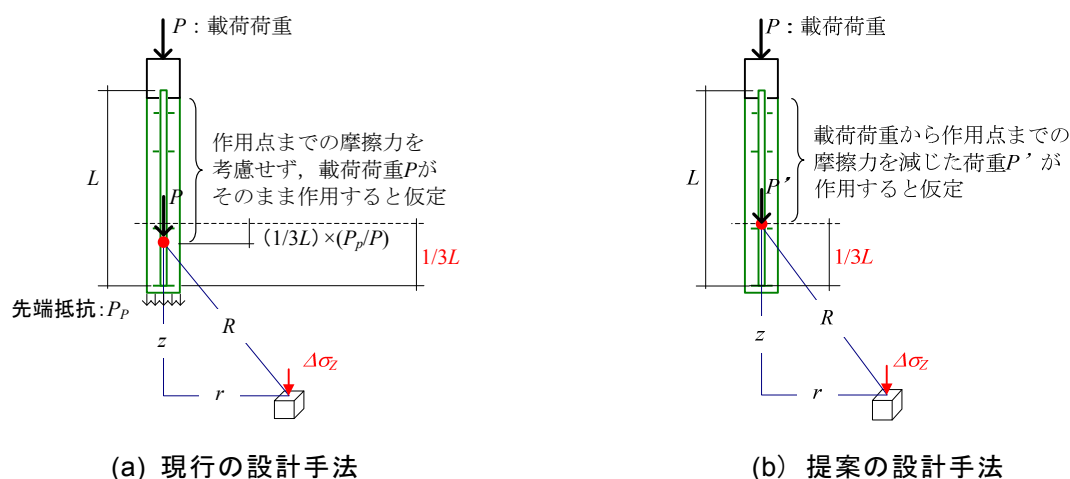


図 6-7 荷重作用点の位置と作用点に作用する荷重

6.3.2 提案手法

提案は、荷重作用点に作用する荷重に関する提案と、Boussinesq の解に応力集中の概念を考慮した提案の 2 点の提案を行う。

(1) 荷重作用点に作用する荷重に関する提案

第 5 章の解析値と設計値の比較より、地中応力増分の設計値が解析値を上回る要因として、設計手法においては、荷重作用点に作用する荷重は、作用点までの摩擦力を考慮せず、載荷荷重そのものが作用点に載荷すると仮定していることが考えられる。

図 6-6 に現行設計と提案手法における荷重作用点に作用する載荷荷重に関する説明図を示す。現行の設計手法では、作用点までの摩擦力を考慮せず、載荷荷重 P がそのまま作用すると仮定していたが、本提案では、荷重作用点に作用する荷重は載荷荷重から作用点までの摩擦力を減じた荷重とする。荷重作用点の位置は、現行の設計では、羽根付き鋼管の先端から $1/3L$ (L : 杭長) 上がった位置を基準として、先端支持力と載荷荷重の割合による比例配分を考慮して決定しているが、設計提案では羽根付き鋼管の先端から $1/3L$ 上がった位置とする。

表 6-2 に各ケースの荷重作用点に伝達される荷重を示す。杭の周面摩擦力および先端支持力の設計値は、第 3 章で提案した支持力算定式 (式 2-7) を用いて算出した。各支持力を算出する際に用いた土質定数は、5.2 の実大載荷試験のパラメータを参照し、砂質土の N 値を $N=6$ 、粘性土の一軸圧縮強さを $q_u=46.1 \text{ kN/m}^2$ とした。荷重作用点に伝達される荷重 P' は、載荷荷重 P から荷重作用点までの摩擦力 F' を減じた値とした。荷重作用点までの摩擦力 F' は、周面摩擦力 F に荷重作用点までの距離 3.13 m と全摩擦長 4.4 m の比 0.71 を乗じた値とした。

表 6-2 荷重作用点に伝達される荷重

	杭長 $L(\text{m})$	載荷荷重 $P(\text{kN})$	周面摩擦力 $F(\text{kN})$	先端荷重 $P_p(\text{kN})$	荷重作用点までの 周面摩擦力 $F'(\text{kN})$	荷重作用点に 伝達される荷重 $P'(\text{kN})$
Case-1	5	640	490	150	348	292
Case-2		520	357	163	254	266
Case-3		430	257	173	183	247

(2) 地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式の提案

本提案では、地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式として、フレイリッヒの修正解を参考とした式 6-18 を提案する。図 6-8 に説明図を示す。提案式で用いる応力集中係数は、フレイリッヒの解の応力集中係数 μ^* と区別するため、 μ_s^* と示す。 μ_s^* は改良体先端から粘性土までの距離 L_f ($L_f \geq 3D_c$, D_c : 改良径) の影響を考慮する係数とする。

ここで、本提案で使用する応力集中係数 μ_s^* の使用目的が、フレイリッヒの修正解の μ^* とは異なることに注意が必要である。フレイリッヒ⁶⁸⁾は、Boussinesq の解が地表付近で引張り応力が働き、実際の地盤と異なる結果になるとして、修正解を提案した。Boussinesq の解の $\nu=0.5$ の場合の解を用いて、式 6-14 に示す修正解を提案した。修正解の応力集中係数 μ^* が大きいほど応力は作用点直下に集中するため、 μ^* は応力集中係数と呼ばれる。一方、本提案式の応力集中係数 μ_s^* は、杭体から形成される応力球根において、設計値の方が解析値より大きくなるという傾向を考慮して、解析値の地盤内応力分布の大きさを表現することを目的に使用する。よって、本提案式は、フレイリッヒの修正解とは異なるものであり、地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式であるといえる。

$$\Delta\sigma_z' = \frac{\mu_s^* P'}{2\pi z^2} \times \frac{z^{\mu_s^*+2}}{(z^2 + r^2)^{(\mu_s^*+2)/2}} \quad 6-18$$

ここに、

$\Delta\sigma_z'$: ソイルセメント羽根付き鋼管杭の圧密沈下量を算出する際に用いる鉛直応力増分

P' : 荷重作用点に伝達される荷重(kN)

μ_s^* : L_f の影響を考慮する係数

L_f : 杭体先端から圧密層までの距離(m), $L_f \geq 3D_c$ とする。

D_c : 改良径(m)

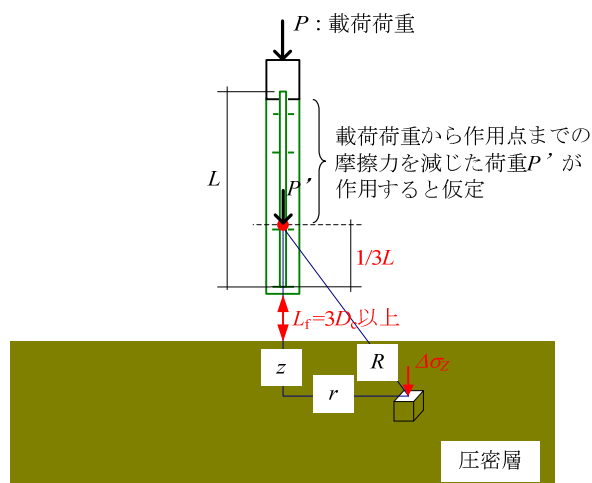


図6-8 提案手法の説明図

(3) 提案値と設計値との比較

図 6-9 に粘性土の鉛直応力増分の解析値と設計値の分布を比較した図を示す．解析値は第 5 章の土一水連成有限要素法により得られた 50 年後の鉛直応力増分の分布，設計値は，Boussinesq の解を用いた現行の設計で用いている算出方法（第 2 章 2.5.3）によって得られた分布，提案値は，荷重作用点に作用する荷重は摩擦力を考慮し，さらに地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式 6-18 によって得られた分布である．

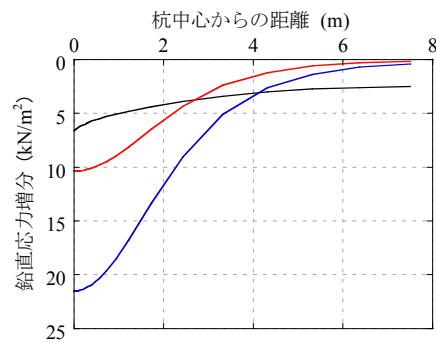
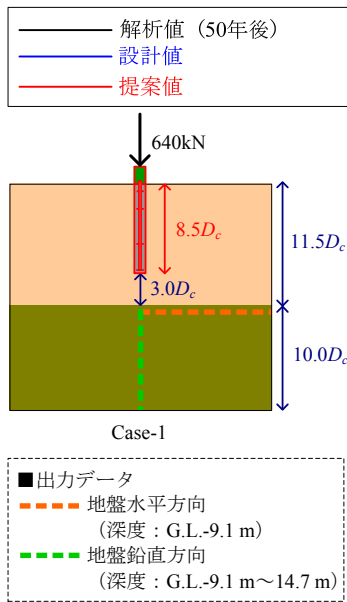
提案値の算出の際に用いた応力集中係数 μ_s^* は，式 5-31 によって算出される鉛直応力増分の最大値が，解析値の Case-3 の最大値と同等となるように，決定した．Case-3 とした理由は，図 5-31 に示すように，Case-3 は先端支持力が最も大きく，圧密層に伝達される鉛直応力増分も最も大きくなる地盤構成であるためである．Case-3 の地盤構成で応力集中係数 μ_s^* を決定することで，Case-1 や Case-2 の鉛直応力増分は安全側に評価されることになる．以上より，各ケースにおける応力集中係数 μ_s^* の値は， $\mu_s^*=3.7$ とした．

図 6-9 より，荷重作用点に作用する荷重は摩擦力を考慮し，さらに地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式により算出した提案値は，解析値を下回っている箇所がある．地盤水平方向の鉛直応力増分の分布では，各ケースとも，杭中心からの距離がおよそ 3 m 離れた箇所から解析値を下回る結果となっている．また，地盤鉛直方向の分布では，およそ深度 11 m 以深から，解析値を下回る結果となっている．これは，計算手法の違いに因るものと考えられる．数値解析を用いた解析値と提案値の各計算手法の違いによって，地盤内の応力伝播がどのように異なるのかについて，分布図を用いて検証する．

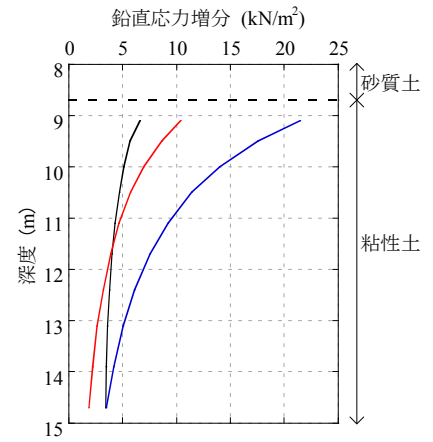
図 6-10 に，Case-3 における Boussinesq の解を用いた設計値と提案値の各分布の比較を示す．図中には，参考として，数値解析から求めた分布図も併せて示す．(a)は鉛直応力増分が 1 kN/m² 以上の 3 次元の分布を，(b)および(c)には応力の分布状況をより詳細に検証するため，x-z 断面（地盤鉛直方向）の分布を示す．(b)は応力球根の圧線 1 kN/m² および 4 kN/m² に着目した分布，(c)は応力球根の圧線 10 kN/m² に着目した分布を示している．

図 6-9 に対する検証を図 6-10 の(b)を用いて実施する．地盤水平方向の鉛直応力増分の分布では，各ケースとも，杭中心からの距離がおよそ 3 m 離れた箇所から解析値を下回る結果となる傾向について検証する．圧力球根の圧線 1 kN/m² に着目する．解析値の 1 kN/m² の圧線の影響は地盤の水平方向へ広範囲に分布している．一方，提案値の 1 kN/m² の圧線の影響は，深度 G.L.-8.7 m で杭中心から 4.5 m 程度である．この圧線を改良径 D_c で正規化すると，改良体外縁部から $6.5D_c$ であり，解析値に比べて，影響の範囲は小さいことが確認できる．次に，図 6-10 の(b)において，地盤鉛直方向の分布において，およそ深度 11 m 以深から，提案値が解析値を下回る結果となる傾向について分布図を用いて検証する．圧力球根の圧線 10 kN/m² に着目する．解析値の 10 kN/m² の圧線の影響は 13 m 程度まで及んでいる．この圧線を改良径 D_c で正規化すると，杭先端から深度方向に $8.5D_c$ である．一方，フレーリッヒの解を用いた提案値の 10 kN/m² の圧線の影響は $6.5D_c$ であり，解析値に比べて，影響の範囲は小さいことが確認できる．

次に，荷重作用点に作用する荷重は載荷荷重とし，Boussinesq の解を用いた設計値と荷重作用点に作用する荷重は摩擦力を考慮し，さらに地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式により算出した提案値で，杭体から圧密層へ伝達される鉛直応力増分がどのように異なるのかについて，図 6-10 の(a)および(c)を用いて検証する．

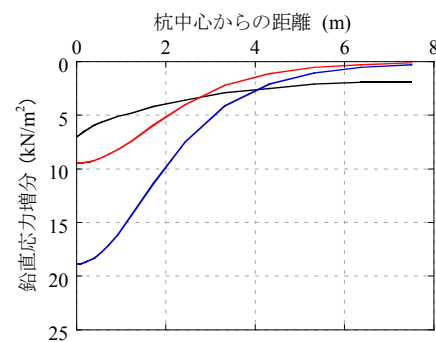
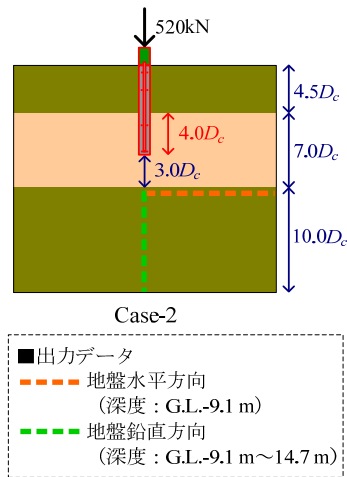


地盤水平方向の鉛直応力増分の分布

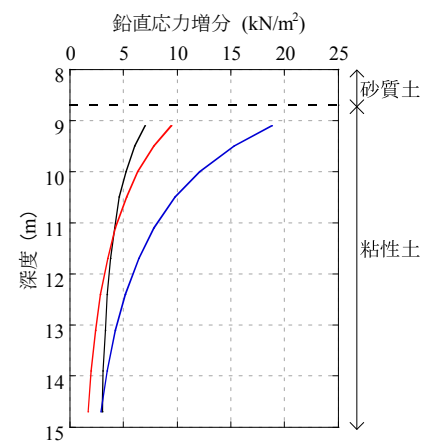


地盤鉛直方向の鉛直応力増分の分布

(a) Case-1

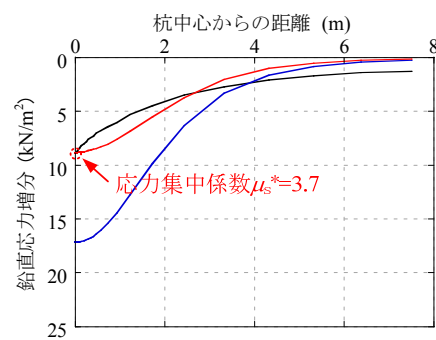
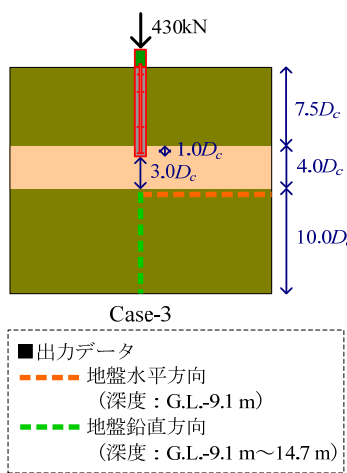


地盤水平方向の鉛直応力増分の分布

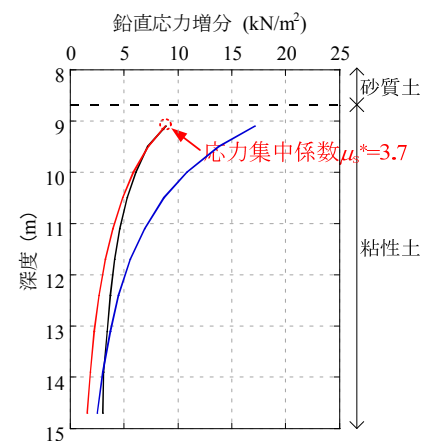


地盤鉛直方向の鉛直応力増分の分布

(b) Case-2



地盤水平方向の鉛直応力増分の分布



地盤鉛直方向の鉛直応力増分の分布

(c) Case-3

図 6-9 粘性土の鉛直応力増分の解析値と設計値の分布

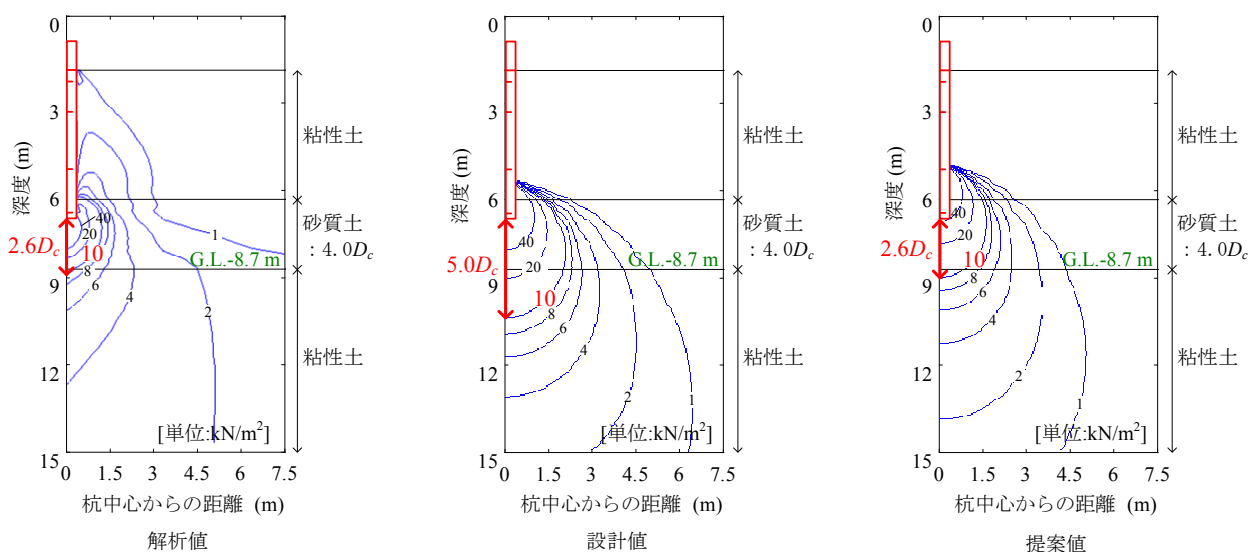
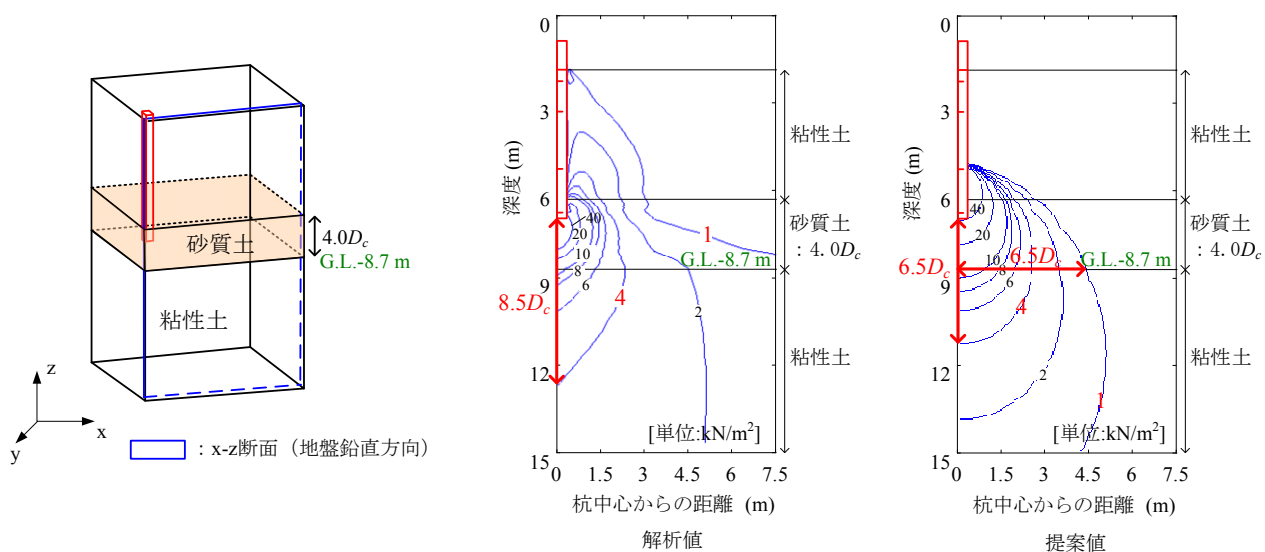
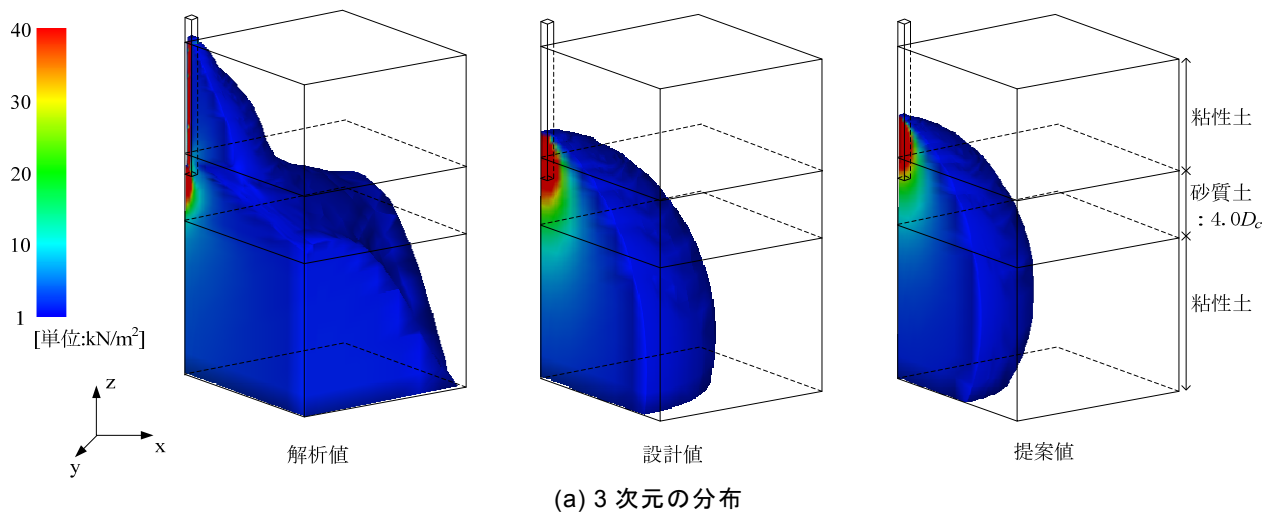


図 6-10 鉛直応力増分の解析値と設計値の分布

図 6-10 の(a)より, Boussinesq の解を用いた設計値と提案値のそれぞれの応力分布を比較する. 提案値の分布にて発生している高い応力球根 (赤色) は, Boussinesq の解を用いた設計値の応力球根に比べて, 小さくなっていることが確認できる. これは, 提案値は応力集中係数を使用することによって, 荷重作用点のより近い箇所に応力が集中するためである. 図 6-9 の(c)より, 下部粘性土へ伝達される応力の大きさ及び粘性土の地中応力の伝播状況についてより詳細に検証する. 10 kN/m^2 の圧線に着目して, 各分布図の応力伝播状況の比較を実施する. 解析値の 10 kN/m^2 の圧線の影響は, 深度 G.L.-8.9 m までしか及んでない. 改良径 D_c で正規化すると, 深度方向に $2.6D_c$ である. 一方, Boussinesq の解を用いた設計値の 10 kN/m^2 の圧線の影響は, 深度 G.L.-10.5 m まで及んでいる. これを改良径 D_c で正規化すると, 深度方向に $5.0D_c$ であり, 解析値の圧線が深度方向に $2.6D_c$ であるのに対して, およそ 2 倍, 深度方向に影響を及ぼしている. 一方, 提案値の 10 kN/m^2 の圧線の影響は, 応力集中係数の設定により, 深度方向に $2.6D_c$ であり, 解析値の深度方向の影響を概ね表現できていることが分かる.

図 6-11 に各ケースの沈下量の解析値と設計値の比較を示す. 設計値の沈下量は荷重作用点に作用する荷重は載荷荷重とし, Boussinesq の解を用いて鉛直応力増分を求め算出した沈下量と荷重作用点に作用する荷重は摩擦力を考慮し, さらに地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式により鉛直応力増分を求め算出した沈下量の両方を示した. 設計値と提案値の比較では, 設計値は Case-1 が 73.4 mm, Case-2 が 63.5 mm, Case-3 が 56.7 mm, 一方, 解析値は Case-1 が 38.0 mm, Case-2 が 33.8 mm, Case-3 が 32.4 mm となり, 提案手法で鉛直応力増分を求め算出した沈下量は, Case-1 が設計値の 52 %, Case-2 が設計値の 53 %, Case-3 が設計値の 57 %となった. 一方, 提案値と解析値の比較では, Case-1 の解析値が提案値の 17 %, Case-2 が提案値の 27 %, Case-3 が提案値の 34 %となった.

以上より, 沈下量の提案値は, 荷重作用点に作用する荷重は載荷荷重から作用点までの周面摩擦力を減じ, さらに地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式により地中応力増分を算出しても, 解析で得られた沈下量を安全側に評価する結果となった.

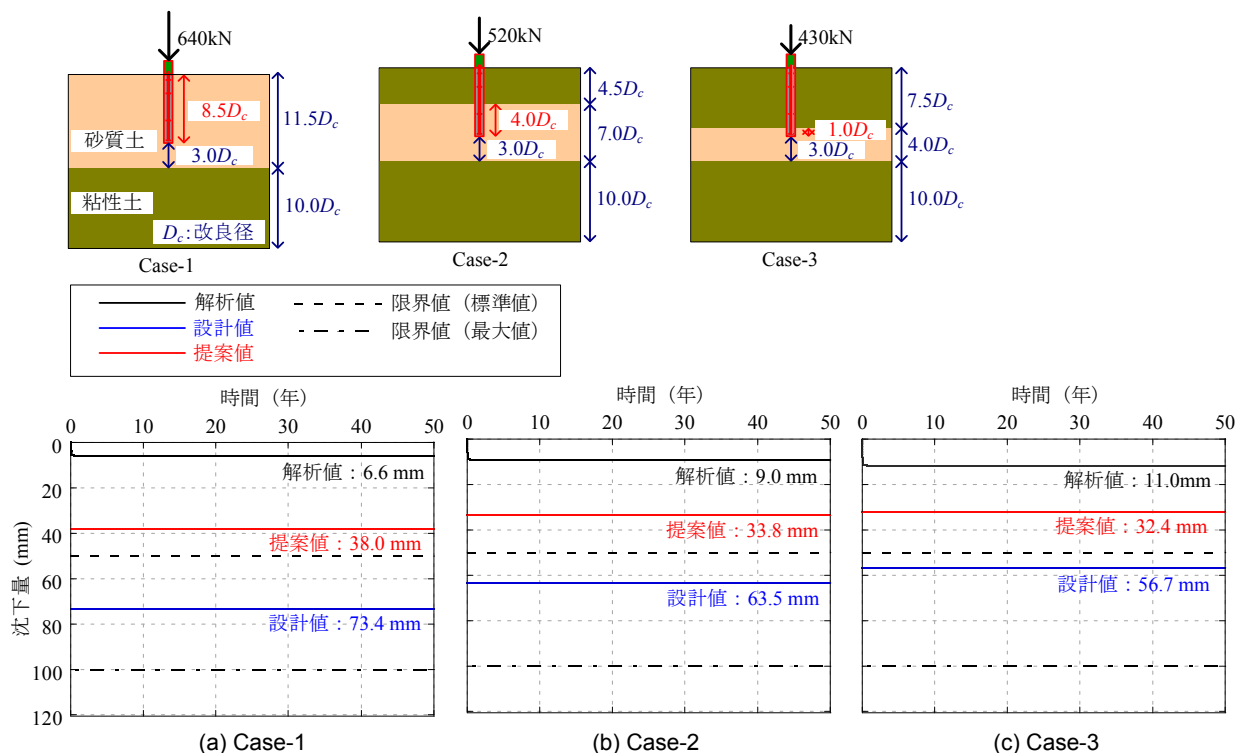


図 6-11 沈下量の推移

6.4 まとめ

本章では、第4章および第5章で検証した結果をもとに、杭体の仕様の簡略化および地中応力増分の算定手法に関する設計手法の提案を行った。提案内容は以下の通りである。

- a) 杭体の仕様の簡略化では、羽根付き鋼管の鋼材の削減を目的として、羽根付き鋼管杭の羽根の取付け間隔を標準仕様である2 mから3 mに広げ、羽根枚数を減らした仕様の提案した。例えば標準的な杭長である6 mの場合、羽根間隔を2 mから3 mに広げ、中間羽根を3枚から2枚に減らすことで、3%の鋼材の削減が可能となる。
- b) 圧密沈下量を算出する際に用いる鉛直応力増分について、より適した地中応力増分の算出手法の提案を実施した。設計提案の対象とする地盤は、砂質土と粘性土の2層地盤で、杭先端は砂質土で支持させ、杭体先端の $3D_c$ 以深に圧密層が存在する地盤とする。設計提案は2つある。一つ目は荷重作用点に作用する荷重に関する提案である。荷重作用点に作用する荷重は、現行の設計では載荷荷重そのものが集中荷重として作用すると仮定しているが、本提案では載荷荷重から作用点までの摩擦力を減じた荷重が作用点に作用するものと仮定する。二つ目は、地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式の提案である。提案で用いる応力集中係数は杭体先端から圧密層までの距離を考慮する係数とし、提案値の鉛直応力増分の最大値が解析値の最大値と同様になるように決定する。以上の提案手法で算出した沈下量と解析から得られた沈下量を比較した結果、提案値は解析値を上回り、提案手法で算出しても解析で得られた沈下量を安全側に評価する結果となった。

第7章 結論

本論文では、まず第3章にてソイルセメント羽根付き鋼管杭の単杭を対象とした原位置載荷試験を数例実施し、鉛直方向および水平方向の支持力性能の明確化および設計法の確立を目指した支持力評価に関する検討を行った。次に、第4章にて羽根の効果が羽根付き鋼管とソイルセメントの複合効果や荷重伝達メカニズムに与える影響を検証するため、杭体だけを対象とした室内模型実験と模型実験に対する3次元弾性有限要素解析を実施した。続いて、第5章では、第4章で構築した杭体の数値解析モデルを用い、杭周辺に地盤を設けた場合における3次元弾塑性有限要素解析および土-水弾塑性有限要素解析を実施し、杭体から周辺地盤への荷重伝達機構および圧密層への地中応力の伝達機構について検証した。

まず、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の原位置の実大単杭載荷試験（第3章）から得られた知見は以下の通りである。なお、羽根形状は各試験体ともらせん状である。また、羽根径と鋼管径の比は、結論1)および2)がおよそ2.1、結論3)が1.9~2.1である。

- 1) ソイルセメント羽根付き鋼管杭は、改良体と羽根付き鋼管の複合効果により、羽根付き鋼管単体に比べて、大きな鉛直支持力が得られることを確認した。本載荷試験の条件において、極限荷重時の本杭は、同一条件で試験した羽根付き鋼管単体に比べて、約4倍の耐力を発揮することが分かった。
- 2) ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭頭の鉛直支持力は、改良径を大きくすればするほど増大することが明らかになった。
- 3) 13現場20例の鉛直載荷試験結果をもとに、支持力評価のための検証を行った結果、周面摩擦力度および先端支持力度と各土質の地盤定数との間に関係が認められた。これらの関係について、安全性指標を用いた検証を実施し、変動係数 $V_s = 0.1 \sim 0.5$ の範囲において、安全であることを確認し、許容鉛直支持力の算定式を提案した。

次に、ソイルセメント羽根付き鋼管の杭体のみを対象とした室内模型実験とその数値解析（第4章）から得られた知見は以下の通りである。模型実験では、羽根を有していないストレート鋼管、フラット羽根付き鋼管、らせん状羽根付き鋼管の3種類を比較した。また数値解析では、羽根の形状を模型実験の結果より、フラット羽根で表現した。羽根径と鋼管径の比は、模型実験ではおよそ2.8、数値解析ではおよそ2.6である。

- 4) 本模型実験の条件において、羽根の有無が杭体の鉛直支持力性能に与える影響を検討した結果、ソイルセメント羽根付き鋼管杭の杭体から決まる鉛直支持力を基準とすると、フラット羽根およびらせん状羽根を有する試験体の降伏荷重は、極限荷重を上回るが、ストレート鋼管は長期荷重を下回る結果となった。さらに、荷重と変位の関係の降伏に至るまでの初期の

傾きを初期剛性とする、フラット羽根およびらせん状羽根を有する試験体の初期剛性は、ストレート鋼管に比べて向上することが明らかになった。

- 5) ソイルセメントのせん断破壊で決まる条件において、らせん状とフラットという羽根形状の違いが、杭体の支持力性能に与える影響を検討した結果、その性能に大きな差はなかった。また、数値解析において羽根の形状をフラットで表現しても問題がないことが明らかになった。
- 6) ソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u が、初期剛性に与える影響を検討した結果、フラット羽根およびらせん状羽根を有する試験体は q_u が大きくなればなるほど、初期剛性も向上するが、ストレート鋼管の試験体は q_u が大きくなっても、向上しないということが明らかになった。
- 7) 荷重の小さい長期荷重の段階では、鋼管とソイルセメントの間の付着力の分担荷重が大きく、羽根に伝わる荷重は小さい。そして、短期、極限荷重と杭頭荷重が大きくなるに従って、鋼管周面で次第に付着が切れて、羽根に伝わる荷重が増加していくことが、明らかになった。
- 8) 検証する領域を杭体の全体に拡張し、実物大スケールの模型実験を想定した 3 次元弾性有限要素解析を実施した。結果、各羽根を等間隔に設置し、杭体への拘束条件が等しい場合には、中間羽根が負担する荷重の割合は、中間羽根の上から 1 枚目が最も大きく、2 枚目、3 枚目となるにつれて、減少することが明らかになった。
- 9) ソイルセメント内部の応力分布を考察した結果、羽根直下のソイルセメントに最も高い圧縮応力が集中し、その応力は杭の中心に向かうほど大きくなることが明らかになった。
- 10) 羽根間隔が杭体の支持力性能に与える影響を検討した結果、羽根間隔 L_w が小さくなり、羽根枚数が多くなれば、杭体の初期剛性は高くなり、一体性が向上する。羽根間隔 $L_w=3.0$ m の杭体の一体性は、 $L_w=2.0$ m と比較して、大きな低下は見られなかった。

さらに、杭体と周辺地盤の相互作用の検証（第 5 章）から得られた知見は以下の通りである。なお、羽根形状は第 4 章の実験結果をもとにフラット羽根で表現した。また、羽根径と鋼管径の比は 2.1 である。まず、解析手法の適用性を検証するため、単杭の実大載荷試験の結果と、3 次元弾塑性有限要素解析を用いた数値解析結果の比較により得られた知見を以下に示す。

- 11) 杭体モデルの断面形状は、第 4 章で用いた円形断面を矩形断面として表現しても、杭体単体の初期剛性や軸力分布に与える影響は小さいことが分かった。
- 12) 実大の単杭載荷試験に対する 3 次元弾塑性有限要素解析を実施し、荷重と沈下量の関係を短期荷重レベルまで精度良く表現できる数値解析モデルの適用性が確認できた。

次に、実大の鉛直載荷試験に対する検証により数値解析手法の適用性が確認できた解析モデルを用いて、羽根間隔を標準仕様である $L_w = 2.0$ m から $L_w = 3.0$ m に広げることが、支持力性能や周辺地盤に与える影響を検証した。得られた知見は以下の通りである。

- 13) 羽根間隔を $L_w = 2.0$ m から $L_w = 3.0$ m に広げても、荷重と変位の関係や周面摩擦力は同等であり、支持力性能に大きな違いがない事が確認できた。
- 14) 羽根の枚数や羽根の位置が異なることで改良体内部の応力分布は異なるが、杭体の周辺地盤や下部粘性土に発生する応力の分布形状や大きさは同等であることが確認できた。

次に、杭体から圧密層への地中応力の伝達機構の検証から得られた知見を以下に示す。なお以下に示す知見は、杭先端の $3D_c$ (D_c : 改良体) 以深に圧密層があり、杭先端部の砂質土の層厚が異なる 3 ケースの 2 層地盤を対象とした検証から得られたものである。

- 15) 3 ケースの 2 層地盤で比較した結果、杭体の先端支持力が大きくなるほど、圧密層に伝達される鉛直応力増分も大きくなる。また、杭体周辺の砂質地盤の層厚が厚いほど、水平方向のより広い範囲に地中応力増分が伝達されることが確認できた。
- 16) 鉛直応力増分の時刻暦の推移を検証した結果、杭体下の圧密層に発生する 50 年後の鉛直応力増分は、載荷終了時に比べて小さくなることを確認できた。
- 17) 解析値と設計値の比較の結果、解析で求めた載荷終了時の最大鉛直応力増分は、設計値の 54 %以下となり、各ケースとも設計値を下回った。さらに、解析で得られた 50 年後の沈下量は、設計値のおよそ 19 %以下となり、各ケースとも、設計値を下回った。
- 18) 解析値が設計値を下回る要因としては、設計では荷重作用点に作用する荷重は作用点までの摩擦を考慮せず、載荷荷重が直接作用していること、また形成される応力球根の大きさは設計値の方が解析値より大きくなるためだと考えられる。

最後に、第 4 章および第 5 章で検証した結果をもとに、杭体の仕様の簡略化および地中応力の算定手法に関する設計手法の提案 (第 6 章) を行った。

まず、杭体の仕様の簡略化では、羽根付き鋼管の鋼材の削減を目的とした杭体の仕様の提案を実施した。提案内容は以下の通りである。

- 19) 羽根付き鋼管杭の羽根の取付け間隔を標準仕様である 2 m から 3 m に広げ、羽根枚数を減らした仕様を提案した。例えば標準的な杭長である 6 m の場合、羽根間隔を 2 m から 3 m に広げ、中間羽根を 3 枚から 2 枚に減らすことで、3 %の鋼材量が削減可能である。

次に、圧密沈下量を算出する際に用いる鉛直応力増分について、より適した地中応力増分の算出手法の提案を実施した。設計提案の内容は以下の通りである。

- 20) 設計提案の対象とする地盤は、砂質土と粘性土の 2 層地盤で、杭先端は砂質土で支持させ、杭体先端の $3D_c$ 以深に圧密層が存在する地盤とする。設計提案は 2 つある。一つ目は荷重作用点に作用する荷重に関する提案である。荷重作用点に作用する荷重は、現行の設計では載荷荷重そのものが集中荷重として作用すると仮定しているが、本提案では載荷荷重から作用点までの摩擦力を減じた荷重が作用点に作用するものと仮定する。二つ目は、地盤内応力分布の近似を目的に応力集中係数を導入した Boussinesq の解の修正式の提案である。提案で用いる応力集中係数は杭体先端から圧密層までの距離を考慮する係数とし、提案値の鉛直応力増分の最大値が解析値の最大値と同様になるように決定する。以上の提案手法で算出した沈下量と解析から得られた沈下量を比較した結果、提案値は解析値を上回り、提案手法で算出しても解析で得られた沈下量を安全側に評価する結果となった。

本研究をもとに、今後明らかにしたい内容を下記に示す。

- 1) 第3章において、ソイルセメント羽根付き鋼管の実大載荷試験では、羽根付き鋼管の杭頭のみへの載荷を実施し、支持力性能を比較・検証した。今後は、杭頭にフーチングを設け、フーチング上面に載荷した場合、杭頭に伝達される荷重や改良体に発生する応力が、杭頭のみへの載荷と比較して、どのように変化するのかについて、実大載荷試験や数値解析を用いて検証したい。
- 2) 第4章では、杭体のみを対象とした模型実験とその数値解析を実施し、中間羽根の各羽根が分担する荷重の割合を明らかにした。今後は、実物大の原位置載荷試験の実施のうえ、羽根の分担荷重を検証し、本研究で得られた知見を確認したい。
- 3) 第4章および第5章での検証の結果、羽根間隔が2 mと3 mの各ケースの支持力性能は同等であることが確認できた。今後は、実物大の原位置載荷試験において各ケースの支持力性能を比較し、本研究で得られた知見の妥当性を検証したい。
- 4) 第4章および第5章では、羽根と鋼管の比率を一定とし、羽根間隔の違いが杭体やその周辺地盤に与える影響を検証した。今後は、ソイルセメント合成鋼管杭で用いられているリブ付き鋼管と羽根付き鋼管の比較や、鋼管に対する羽根の比率が杭体の支持力性能に与える影響について検証したい。
- 5) 第5章の杭体と周辺地盤の相互作用に関する検証では、砂質土と粘性土から構成される2層地盤の構成が圧密層に与える影響について明らかにした。しかし、実地盤の構成は多種多様であり、様々な地層の構成を想定し、支持力性能や圧密層への荷重伝達機構について、検証する必要がある。様々な地層を想定して実施された解析結果を統計的に処理することで、地層の構成と圧密層に伝達される地中応力との関係について検証したい。

参考文献

- 1) 中川 宏人, 村上 浩, 日比野 信一, 村山 篤史: 特集 最新の埋込み杭工法ー (財)日本建築センター性能評価 制度と工法ー ATT コラム, 基礎工, Vol.31, No.9, pp.31-34, 2003.
- 2) 村上 浩, 伊藤 大輔, 溝口 栄二郎: ATT コラム工法の適用例, 基礎工, Vol.36, No.10, pp.72-75, 2008.
- 3) 桑原 文夫: 日本建築センターにおける杭の支持力性能評価方法, 基礎工, Vol.31, No.9, pp.6-10, 2003.
- 4) 白戸 真大: 載荷試験数を考慮した杭の支持力推定式, 第 45 回地震工学シンポジウム論文集, pp.205-210, 2000.
- 5) 古山 章一, 佐藤 春雄, 瀧内 義雄: 土木におけるソイルセメント合成鋼管杭による摩擦杭の施工例 (鉄道橋), 基礎工, Vol.26, No.5, pp.60-65, 1998.
- 6) 富田 知己, 堀切 節, 鈴木 仁: 低排土型同時埋設合成鋼管杭の施工記録, 土と基礎, Vol.43, No.11, pp.61-64, 1995.
- 7) 中野 賢一, 鳥崎 肇一, 大槻 貢, 日比野 信一: 同時混合埋設合成鋼管杭工法 (ガンテツパイル) の開発, 基礎工, Vol.20, No.2, pp.72-79, 1992.
- 8) 桑原 文夫, 岡 扶樹, 大槻 貢, 日比野 信一, 吉田 茂: 埋め込み杭施工時における杭周囲の地盤内の土圧計測, 日本建築学会技術報告集, No.10, pp.53-56, 2000.
- 9) 木下 雅敬, 大槻 貢, 日比野 信一: ソイルセメント合成鋼管杭における鋼管と固化体の合成効果に関する実験, 土木学会第 53 回年次学術講演会, III-B44, pp.88-89, 1998.
- 10) 長岡 弘明, 玉野 治光, 多田 浩彦, 千田 昌平: ソイルセメント利用新形式鋼管杭の開発, 土木学会論文集, No.444, IV-16, p.137, 1992.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.243-265, 2002.
- 12) (社)日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.132-138, 2001.
- 13) 土屋 勉, 大杉 富美一, 中沢 楓太, 島田 正夫: 回転貫入杭の貫入・支持力特性に関する模型実験, 日本建築学会構造論文集, No.620, pp.75-80, 2007.
- 14) 妹尾 博明, 久保 豊, 渡邊 徹, 小林 淳: 回転貫入杭の羽根径が施工能率および摩擦抵抗力におよぼす影響, 日本建築会技術報告集, No.19, pp.109-112, 2004.
- 15) 田府田 誠, 佐藤 秀人, 刑部 徹, 国司 基, 永田 誠, 平田 尚, 田村 昌仁: 螺旋羽を持つ回転貫入杭の貫入および支持力に関する基礎的研究, 日本建築会構造系論文集, No.601, pp.91-98, 2006.
- 16) ATT コラム (ソイルセメント羽根付き鋼管杭), 性能評価申請書, (財)日本建築センター, pp.IV-154-IV-157, 2001.
- 17) 長岡 弘明, 玉野 治光, 多田 浩彦, 千田 昌平: ソイルセメント利用新形式鋼管杭の開発, 土木学会論文集, No.444, IV-16, p.139, 1992.
- 18) 坂口 裕司, 中川 敬: ソイルセメント合成鋼管杭の設計と施工, 基礎工, Vol.30, No.5, pp.38-42, 2002.
- 19) ガンテツパイル (ソイルセメント合成鋼管杭工法), 一般土木工法・技術審査証明報告書, (財)国土開発技術開発研究センター, pp.III-7-III-8, 2006.
- 20) ガンテツパイル (ソイルセメント合成鋼管杭工法), 一般土木工法・技術審査証明報告書, (財)国土開発技術開発研究センター, p. II-16, 2006.
- 21) 玉井 俊行, 伊藤 大輔, 溝口 栄二郎: ソイルセメント羽根付き鋼管杭の原位置載荷試験とその支持力特性の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.4, No.4, p.274, 2009.

- 22) ガンテツパイル（ソイルセメント合成鋼管杭工法），一般土木工法・技術審査証明報告書，（財）国土開発技術開発研究センター，pp.III-13-III-14, 2006.
- 23) 板谷 國夫，吉田 勝之，桐山 伸一：多翼小径鋼管摩擦杭の鉛直載荷試験，日本建築学会大会学術講演集梗概集（近畿），pp.1031-1032, 1987.
- 24) 土屋 勉，大杉 富美一，稲 邦芳，吉田 勝之：翼付き鋼管杭の軸力測定法，土と基礎，pp.17-19, 2000.
- 25) ト部 寿々子，藤井 衛，桑原 文夫，瀬崎 満弘，田中 実，林 隆浩：砂地盤における節杭の鉛直支持力特性に及ぼす節間隔の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.491-492, 2002.
- 26) 伊藤 淳志，八尾 眞太郎，榊井 健：模型実験による節付き場所打ちコンクリート杭の周面支持力機構に関する検討，日本建築学会構造系論文集，No.574, pp.107-112, 2003.
- 27) 伊藤 淳志，八尾 眞太郎，榊井 健：節付き場所打ちコンクリート杭の鉛直支持力特性に関する模型実験，構造工学論文集，Vol.48B, pp.321-325, 2002.
- 28) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.130-138, 2001.
- 29) 本間 祐介，山田 恵美，杉田 謙一，後庵 満丸：実務における摩擦杭の設計方法－支持杭と対比して－，基礎工，Vol.36, No.10, pp.19-22, 2008.
- 30) (社)地盤工学会：地盤工学ハンドブック，pp.807-809, 1999.
- 31) Tomlinson, M.J. : Foundation design and construction, 5th Edition, Longman Scientific and Technical, 1986.
- 32) 坂東 真平，小椋 仁志：摩擦杭基礎の沈下量の計算値と実測値との比較（その 1 相対沈下量について），日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp.507-508, 2001.
- 33) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.151-154, 2001.
- 34) 芳賀 保夫：建物の許容沈下量，土と基礎，Vol.38, No.8, pp.41-46, 1990.
- 35) 小椋 仁志，坂東 真平：建築基礎構造設計指針(2001)による建物沈下量の計算値と実測値との比較（その 1 総沈下量について），日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，pp.703-704, 2002.
- 36) 三浦 哲彦，沈 水龍，藤本 浩，木下 広志，溝口 栄二郎：粘土地盤に打設するソイルセメントコラムの特性に関する模型実験，Report of the Faculty of Science and Engineering, Saga University, Vol.26, pp.99-107, 1997.
- 37) 桑原 文夫，岡 扶樹，大槻 貢，日比野 信一，吉田 茂：埋め込み杭施工時における杭周囲の地盤内の土圧計測，日本建築学会技術報告集，No.10, pp.53-56, 2000.
- 38) (社)地盤工学会：地盤工学ハンドブック，pp.385-390, 1999.
- 39) (財)日本建築センター：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針－セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法－，pp.307-312, 2008.
- 40) CDM 研究会：セメント系深層混合処理工法 Q&A 集，p.32, 2005.
- 41) (社)日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説，50 条，1998.
- 42) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.2, 1998.
- 43) 今井 政人，岡 二三生，中島 伸一郎，張 鋒：薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造体の圧縮変形特性とそのモデル化，土木学会論文集，No.792, III-71, pp.103-118, 2005.
- 44) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A. : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.3, pp.547-558. 2007.
- 45) Kimura, M. and Zhang, F. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.5, pp.113-132,

2000.

- 46) 段野 孝一郎, 木村 亮, 鈴木 雄吾 : 土-水連成弾塑性有限要素法による橋梁基礎杭の長期変位予測, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1041-1053, 2007.
- 47) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 48) Nakai, T. and Hinokio, M. : A Simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 49) (社)地盤工学会 : 土質試験 - 基本と手引き -, p.17, 2000.
- 50) 松尾 新一郎 : 新稿土質力学, 山海堂, 1994.
- 51) 足立 紀尚, 木村 亮, 森本 輝 : 水平力を受ける 2 本群杭の相互作用に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 36 号 B-2, pp.79-101, 1993.
- 52) (財)日本建築センター : 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 ―セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法―, pp.349-352, 2004.
- 53) 小椋 仁志 : 埋込杭の先端平均 N 値の平均範囲に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.737-738, 2000.
- 54) 小椋 仁志 : 杭の先端支持力算定式に関する一考察 (先端 N 値の平均範囲を中心として), 第 45 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.199-204, 2000.
- 55) 高野 昭信, 岸田 英明 : 砂地盤中の Nondisplacement Pile の先端部地盤の破壊機構, 日本建築学会論文報告集, No.285, pp.51-62, 1979.
- 56) 佐伯 英一郎, 若松 浩一, 木下 雅敬 : Non-displacement Pile の先端支持力推定のための地盤の平均 N 値に関する解析的一考, 日本建築学会構造系論文集, No.535, pp.87-94, 2000.
- 57) (社)日本建築学会 : 建築物荷重指針・同解説, 1996.
- 58) (社)日本建築学会 : 建築物の限界状態設計指針, 2002.
- 59) Biot, M. A. : Mechanics of deformation and acoustic propagation in in porous media, *Journal of Applied Physics*, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- 60) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R. : FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- 61) Zienkiewica, O. C. and Bettles, P. : Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions, general formulation and the validity of various simplifying assumptions, soil mechanics-transient and cyclic loads, New York, Jhon Wiley & Sons, pp.1-16, 1982.
- 62) Zienkiewica, O. C. and Taylor R. L. : *The finite element method (fourth edition)*, McGraw-Hill, Vol.2, pp.518-522, 1991.
- 63) Zienkiewica, O. C. and Shiomi, T. : Dynamic Behavior of saturated porous media ; the generalized biot formulation and its numerical solution, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, No.1, pp.71-96, 1984.
- 64) Christian, J. T. and Boehmat, J. W. : Plane strain consolidation by finite elements, *Journal of Soil Mechanics*, ASCE, Vol. 96, No.SM4, pp.1435-1457, 1968.
- 65) 赤井 浩一, 田村 武 : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, No.269, pp.98-104, 1978.
- 66) 久田 俊明, 野口 裕久 : 非線形有限要素法の基礎と応用, 丸善, pp. 161-175, 1995.

- 67) (社)地盤工学会：土質試験－基本と手引き－，丸善，p.91, 2001.
- 68) Fröhlich, O.K. : Druckverteilung im Baugrunde, Springer, pp.12-18, pp.22-26, 1934.
- 69) (株)技報堂：土質工学ハンドブック，pp.113-114, 1968.
- 70) 岡 二三生：土質力学，朝倉書店，pp.206-210, 2003.

謝辞

本論文の作成に当たっては多くの先生方，研究室の先輩，同輩，後輩，職場の上司，先輩から御指導と御支援を賜りました．ここに感謝の意を表すとともに，御礼申し上げます．

京都大学教授 木村 亮 先生には，本研究を取りまとめるにあたり終始温かく，そして熱意ある御指導・御鞭撻を賜りました．先生には，研究に対する姿勢から物事の見方といった多岐にわたるご教示をいただきました．また，多くの貴重な機会を与えていただき，様々な見聞を深めることが出来ました．研究者として自分の研究のみに留まらず幅広い視野を持つことが必要な要素であり大切なこと，また社会的貢献の観点を強く意識して研究を実施することが重要であること，そして物事の細部にとらわれず大局的見地に立って解釈することが大切であることなどを身をもって御教授していただきました．今後も先生からいただいた数々の御言葉を胸に，技術者として精進していきたいと思っております．ここに感謝の意を表すとともに，深く御礼申し上げます．

京都大学教授 岡 二三生 先生には，本論文の審査をしていただきました．審査を通じて，貴重な御指摘や御助言を賜り，論文の内容をより充実させることが出来ました．ここに心より深く感謝し，御礼申し上げます．

京都大学准教授 岸田 潔 先生には，本論文の審査をしていただきました．先生には，研究室ゼミや研究発表会の際に，模型実験や数値解析のデータに対して鋭い御指摘や的確なアドバイスをいただきました．論文作成においては，懇切丁寧に御指導いただきました．また，お会いするたびに温かい励ましの御言葉をいただきました．ここに感謝の意を表すとともに，深く御礼申し上げます．

恩師であります立命館大学教授 深川良一 先生には，京都大学教授の木村 亮先生のもとで研究を実施させていただくきっかけを作っていただきました．深川先生には，立命館大学在学時から，自由に研究できる環境を与えていただき，卒にとらわれずに挑戦する姿勢の大切さを御教授していただきました．ここに心より深く感謝し，御礼申し上げます．

名古屋工業大学教授 張 鋒 先生には，数値解析を実施するにあたり，懇切丁寧な御指導を賜りました．数値解析における筆者の些細な疑問に対して，丁寧に御指導いただき，研究を進めていく上で非常に有益な御助言をいただきました．ここに感謝の意を表すとともに，深く御礼申し上げます．

京都大学技官 矢野隆夫 先生には，ソイルセメントの材料試験や模型実験の実施にあたり，多くの御助力，御指導をいただきました．実験室ではいつも優しく励ましの御言葉をいただきました．厚く御礼申し上げます．

模型実験で使用する羽根付き鋼管の製作にあたっては，ウィング工業(株)技術部長堀江弘幸氏，(株)東京測器研究所葉山和則氏に御尽力いただきました．ここに心より深く感謝致します．

NPO 法人道普請人理事福林良典氏には、入学当初から大変お世話になりました。また、お会いするたびに、温かい励ましのお言葉をいただきました。㈱日本総合研究所段野孝一郎氏には、数値解析における筆者の些細な疑問に対して、懇切丁寧に御指導いただきました。ここに深く御礼申し上げます。

筆者が入学以来所属しました研究室（環境創造工学分野，2010 年から社会基盤創造工学分野）の研究生の諸氏からも多大な協力を得ました。3 年間の学生生活は、社会人となって忘れかけていた学ぶことの喜びやありがたみを思い出す素晴らしい機会となりました。

崔 瑛氏（現 名城大学助教）には、筆者が入学してから、数値解析や模型実験の手法まで未熟な筆者に懇切丁寧に御指導いただきました。研究に行き詰った時には、まるで自分の研究であるかのように一緒に考え、解決へと導いてくださいました。Kepha Odhiambo ABONG'O 氏には、研究室の同輩として、研究室の苦楽を共にしました。研究に行き詰る筆者を気に掛け、暖かい励ましの言葉をかけてくださいました。澤村康生氏（現 博士課程一回生）には、筆者の数値解析に関する悩みに適確なアドバイスをいただいただけでなく、研究に関する様々なことに関する御助言をいただきました。寺本俊太郎氏（現 修士課程二回生）とは共同で研究することも多く、本論文作成にあたり多くの御支援をいただきました。寺本氏と2人で昼夜を問わず、実験をしていた頃のことを懐かしく思い出されます。模型実験の実施から考察に至るまで、研究に関する様々なことに関して、大きな力となっていました。Tran Van Tuan 氏（現 チュラロンコン大学博士課程）、今広人氏、角田敏光氏（現 NTT 西日本）、立田安礼氏（現 国土交通省）、竹中信博氏（現 大林組）、平坂友里恵氏、荒居旅人氏、福田佳典氏、水野裕大氏には、研究生活をともにする中で多くの面で御支援いただきました。ここに心より深く感謝致します。

筆者が本研究を遂行できたのは旭化成関係の多くの方々の御力添えによるものです。

旭化成建材㈱基礎技術部部長村上 浩氏には、入学当初から研究のとりまとめまで、常日頃数多くの御指導や御教示、御協力をいただきました。ここに心より深く御礼申し上げます。

旭化成建材㈱ATT コラム営業部伊藤大輔氏には、研究に関する様々な相談に対して、的確な御助言と多大な御協力をいただきました。ここに心より深く感謝致します。

共同開発会社の㈱テクノックス技術顧問青木 功氏（当時 代表取締役社長）には、実験データや成果の使用を快諾していただきました。ここに深く御礼申し上げます。

㈱テクノックス技術・開発部課長溝口栄二郎氏には、第3章および第4章をまとめるにあたり、貴重な御助言をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

旭化成建材㈱代表取締役社長小林宏史氏、取締役船木正文氏には、京都大学大学院工学研究科博士後期課程への編入学を御快諾いただくと同時に、本研究の推移を温かく見守っていただきました。企画管理部グループ長片山俊之氏には、社会人博士課程での研究に際し様々な御協力をいただきました。ATT コラム営業部部長安藤智彦氏には、折に触れて励ましの御言葉をいただきました。商品開発部部長前嶋 匡氏には、筆者と同様、工学博士を目指されておられる上司として、御指導ならびに暖かい御助言をいただきました。イーゼット営業部マネジャー梅田雅芳氏、商品開発部マネジャー塚田義明氏、ATT コラム営業部マネジャー小川和也氏には、貴重な御助言と温かい御言葉をいただきました。ここに心より深く感謝致します。

さらに、著者が所属している旭化成建材(株)中日本基礎営業部の方々には大変お世話になりました。

株式会社サントレーディング代表取締役社長園田勝之助氏（当時 中日本基礎営業部部長）には、編入学の願いを二つ返事で御了承いただき、折に触れて激励の御言葉をいただきました。中日本基礎営業部部長下市敬治氏には、公私共に大変お世話になりました。業務上の御配慮には深く感謝しております。ATT コラム営業部マネジャー浦田和也氏（当時 中日本基礎営業部マネジャー）には、実務をしながらの研究活動に際し、直属の上司として実務上のフォローの面で多大なる御支援と御配慮をいただきました。中日本基礎営業部マネジャー小宅正躬氏、大本光孝氏には、終始励ましの御言葉と御支援をいただきました。松本明子氏には、実務的な面で全面的にバックアップしていただきました。ここに心より深く感謝致します。

以上に御名前を挙げた方々以外にも数多くの方々から御指導、御鞭撻、御協力をいただきました。これらのご支援なくしては、本研究を遂行することはできませんでした。ここに心よりの感謝の意を表します。誠にありがとうございました。

最後に私事になりますが、研究生活を日常的に支えてくれた妻・知津と笑顔で励ましてくれた長女・美宇に心より感謝致します。